



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université A. MIRA-Bejaia
Faculté de Technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master en génie civil

Option : matériaux et structures

Thème

*Etude d'un bâtiment (R+8+duplex) à usage habitation
contreventé par un système mixte (voiles-portiques)*

Présenté par :
BENOUADFEL Salim
BERANE Brahim

Encadré par : Mme
HAMOUCHE Sabiha

Jury:

M^r : OURETMACHE

Mme: ATTIL

Année universitaire 2015/2016

REMERCIEMENTS

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

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

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

À M^{me} Hamouche Sabiha : notre promotrice, pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Aux membres de JURY : pour avoir accepté de juger notre travail.

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

Salim, brahim.

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- *Mon unique frère: Razik.*
 - *Mes sœurs*
 - *Mes petits neveux*
- *Toute ma famille sans exception.*
 - *Mes ami(e)s.*
- *Toute la Promotion 2015/2016.*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

B.Salim

DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail à :

- *Mes chers parents, qui m'ont toujours encouragé et soutenu dans mes études jusqu'à atteindre ce stade de formation.*
- *Mon frère: Imad*
- *Mes sœurs : Hakima, Faiza, Massilia .*
- *A mes grands parents*
- *Toute ma famille sans exception.*
- *Mes ami(e)s, et copains .*
- *Toute la Promotion 2015/2016.*
- *Tous les enseignants qui m'ont dirigé vers la porte de la réussite.*

Brahim

Sommaire

Introduction

Chapitre I : Généralités

I.1 Introduction	1
I.2 Présentation de l'ouvrage	1
I.1.2.Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	1
I.3.Les règlements et les normes utilisés.....	2
I.4. Caractéristiques des matériaux	3
I.5. Actions et sollicitations.....	8
I.6.Conclusion	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Introduction.....	11
II.1. Poutres.....	11
II.2. Plancher	12
II.3. pré dimensionnement de l'acrotère.....	14
II.4. Voiles.....	15
II.5. Escaliers.....	16
II.6. Ascenseur.....	19
II.7. Evaluation des charges et surcharges	19
II.8. Descente de charge.....	24
II.9. Vérifications	33
II.10. Conclusion	36

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Etude des planchers	37
III.2.Calculs des poutres de chainage	66
III.3 Etude des escaliers	70
III.4 Poutre palière	84
III.5 Étude de l'acrotère	88
III.6 Ascenseur	93

Chapitre IV :Etude dynamique

IV.1 INTRODUCTION	103
IV.2 OBJECTIFS ET EXIGENCES	103
IV.3 METHODES DE CALCUL	104
IV.4 ANALYSE SISMIQUE DE LA STRUCTURE	104
IV.5 CONCLUSION.....	120

Chapitre V : Etude de la superstructure

V.1. Étude des poteaux.....	122
V.2.ETUDE DES POUTRES	132
V.3. ETUDE DES VOILES	145

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1.Introduction	157
VI.2. Choix du type des fondations.....	157
VI.2.1.Vérification des semelles isolées	158
VI.2.2. Vérification des semelles filantes	159
VI.2.3. Radier général	160
VI.2.3.3. Ferrailage du radier	164
VI.2.4. Etude des nervures	168
VI.3.3. Ferrailage	171
conclusion	173

Conclusion
Bibliographie
Annexes

Liste des figures

Chapitre I : Généralités

Figure I.1. Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.	4
Figure I.2. Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).	5
Figure I.3. diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.	5
Figure I.4. Diagramme contraintes déformations.	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Figure II.1. coupe transversal de plancher a corps creux.	13
Figure II.2. disposition des poutrelles.	13
Figure.II.3. coupe transversal de la poutrelle.	14
Figure II.4. Schémas de l'acrotère	14
Figure.II.5. Schema de la volé 1 du RDC	16
Figure.II.6. Schema de la volé 2 du RDC	17
Figure.II.7. Schema de la volé 3 du RDC	17
Figure.II.8. Schema de la volé 1et 2 d'étages courants	19
Figure .II.9. Cage d'ascenseur	19
Figure .II.10. Coupe transversale dansLe plancher terrasse inaccessible.	19
Figure .II.11. Coupe transversale dans Le plancher étage courant.	20
Figure .II.12. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.	21
Figure.II.13. Murs extérieurs.	21

Figure.II.14. Murs intérieurs.	21
Figure.II.15. localisation des poteaux les plus sollicités.	25
Figure.II.16. surface afférente du poteau P1.	25
Figure.II.17. surface afférente du poteau P2	30
Figure .II.17. Section brute (B_r).	35

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Figure.III .1. Schéma d'une Poutre continue	38
Figure.III.2. Moments sur une poutre à plus de deux travées	39
Figure.III .3. Moments sur une poutre à deux travées	39
Figure.III.4. Effort tranchant sur une poutre à 2 travées	40
Figure.III.5. Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées	40
Figure.III .6. Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot	41
Figure.III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	66
Figure .III.8. Schéma statique du chaînage	66
Figure.III.9. Ferrailage de la Poutre de chaînage	70
Figure.III.10. Ferrailage de la volée 1 d'escalier de RDC (type 1).	82
Figure.III.11. Ferrailage de la volée 2 d'escalier de RDC (type 1).	83
Figure.III.12. Ferrailage de la volée 3 d'escalier de RDC (type 1).	83
Figure.III.13. Ferrailage des volées 1 et 2 d'escalier des étages courants (type 2).	86
Figure III.14 : Section considérée dans le calcul de torsion	86
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière	88
Figure III.16. Acrotère	88
Figure III.17 : Les Sollicitations sur l'acrotère	89

Figure III.18. Schéma de ferrailage de l'acrotère.	93
Figure III.20. Les dimensions de l'ascenseur.	95
Fig. III.21. L'ascenseur	97
Figure III.22 Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.	102
Figure III.23. Coupe A-A détail de ferrailage.	102

Chapitre IV :Etude dynamique

Figure IV.1 .Spectre de réponse	109
Figure IV. 2. disposition des voiles	111
Figure IV.3. Vue en 3D(SAP 2000)	111
Figure IV.4. Vue de face (SAP 2000)	111
Figure IV.5. Vue en plan (SAP 2000)	111
Figure IV.6. Périodes des modes.	111
Figure IV.7. premier mode de déformation (translation suivant xx) (T=0.887s)	113
Figure IV.8.: deuxième mode de déformation (translation suivant y)(T=0.759 s)	113
Figure IV.9. Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T=0.686 s)	113

Chapitre V : Etude de la superstructure

Figure V.1. Zone nodale	123
Figure V.2. Section d'un poteau	128
Figure V.3. Dispositions des armatures des poteaux	131
Figure V.4. U superposés (avec alternance dans l'orientation)	134
Figure. V.5. Dispositions constructives des portiques	135
Figure V. 6. Les moments sur la zone nodale	141
Figure .V.7. Disposition des armatures dans les voiles	147
Figure V.8. Schéma de déposition des voiles	158

Figure V.9. Schéma d'un voile plein	149
Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile V 160	155

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Figure VI .1. Vue en plan de la semelle.	158
Figure VI.2. Coupe P-P'.	158
Figure VI .3. Semelle filante	159
Figure VI.4. Dimensions du radier.	160
Figure VI.5. Présentation de zone d'impact de la charge compactée.	161
Figure VI.6. Panneau de dalle	164
Figure VI.7. Ferrailage d'un panneau du radier	168
Figure VI.8. Coupe A-A (radier)	168
Figure VI.9. Section de la nervure à ferrailer	169

Liste des tableaux

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1 : Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère	15
Tableau II.2 .Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à corps creux	19
Tableau II.3 .Evaluation des charges « G » des planchers à dalle pleine	20
Tableau II.4 . Evaluation des surcharges « Q » des planchers à dalle pleine	21
Tableau II.5 . Evaluation de la charges « G » sur les murs intérieurs et extérieurs	21
Tableau II.6 .Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers	23
Tableau II.7 .Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 1 d'escaliers type 1	24
Tableau II.8 .Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 2 d'escaliers type 1 :	24
Tableau II.9 .Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 3 d'escaliers type 1 :	25
Tableau II.10 .Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des volées 1 et 2 d'escaliers type	25
Tableau II.11 . Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P_1	27
Tableau II.12 .La loi de dégression pour le poteau P_1	28
Tableau II.13 .Evaluation des charges « G » pour le poteau P_1	29
Tableau II.14 . Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P_2	30
Tableau II.15 .La loi de dégression pour le poteau P_2	31
Tableau II.16 .Evaluation des charges « G » pour le poteau P_2	31
Tableau II.17 .Vérification de la résistance (compression simple)	34
Tableau II.18 .Vérification au flambement	37
Tableau II.19 .Pré vérification de l'effort normal réduit	36

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

Tableau III.1 .Différent types de poutrelles	41
Tableau III .2 .Chargement sur les poutrelles	42

Tableau. III.3. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 1)	45
Tableau. III.4. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type1)	45
Tableau.III.5. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 1)	45
Tableau. III.6. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type1)	45
Tableau. III .7. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 2)	45
Tableau. III.8. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type2)	46
Tableau .III .9. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 2)	46
Tableau. III .10. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type2)	46
Tableau. III.11. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type 3)	46
Tableau .III.12. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type3)	46
Tableau. III.13. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 3)	46
Tableau .III.14. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type3)	46
Tableau. III.15. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 4)	47
Tableau. III.16. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type4)	47
Tableau. III.17. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 5)	47
Tableau. III.18. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type5)	47
Tableau .III .19. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher étage courant (type 6)	47
Tableau. III.20. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher étage courant (type6)	48
Tableau .III.21. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type4)	48
Tableau. III.22. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse inaccessible (type4)	48
Tableau .III .23. Les moments isostatiques max en travées	49
Tableau. III.24. Sollicitations à l'ELU des poutrelles du plancher terrasse (type 5)	51
Tableau. III.25. Sollicitations à l'ELS des poutrelles du plancher terrasse (type5)	51
Tableau. III.26. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux	51
Tableau .III.27. Ferraillage des poutrelles plancher étage courant	62
Tableau .III.28. Vérification des armatures longitudinales	63
Tableau .III.29. Vérification de la flèche	64
Tableau. III.30. Schéma de ferraillage des poutrelles	64
Tableau .III.31. Calcul des armatures principales	67

Tableau III.32. Sollicitations dans l'escalier de le RDC (Type 1) Volé 1	71
Tableau III.33. Sollicitations dans l'escalier de le RDC (Type 1) Volé 2	72
Tableau III.34. Sollicitations dans l'escalier de le RDC (Type 1) Volé 3	73
Tableau III.35. Sollicitations dans l'escalier des étages courants (Type 2) Volé 1 et 2	74
Tableau III.36. Ferraillage de l'escalier de le RDC (Type 1) volé 2	75
Tableau III.37. Vérification des contraintes en travée	75
Tableau III.38. Revérification des contraintes en travée	75
Tableau III.39. Vérification des contraintes aux appuis	76
Tableau III.40. Revérification des contraintes aux appuis	76
Tableau III.41. Ferraillage de l'escalier de le RDC (Type 1) volé	80
Tableau III.42. Vérification des contraintes	80
Tableau III.43. Revérification des contraintes	81
Tableau III.44. Vérification de la flèche	81
Tableau. III.45. Les sollicitations dans la poutre palière vis-à-vis la flexion.	85
Tableau III.46. calcul des sections de Ferraillage en travée	85
Tableau III.47. calcul des sections de Ferraillage aux appuis	85
Tableau.III.48. Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion	86
Tableau.III.49. Section d'armature en travée et aux appuis	89
Tableau.III.50. Vérification des contraintes en travée	87
Tableau III.51. Vérification des contraintes aux appuis	98
Tableau. III.52. Charges et surcharges	89
Tableau. III.53. Différentes combinaisons à utiliser.	90
Tableau III.54. Ferraillage de la dalle de l'ascenseur	96
Tableau III.55. Vérification des contraintes	97
Tableau III.56. Ferraillage de la dalle de l'ascenseur	99

Chapitre IV :Etude dynamique

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités Pq.	106
Tableau IV.2. Période de vibration et taux de participation massique	113
Tableau IV.3. Vérification de l'interaction sous charges verticale	114
Tableau IV. 4. Vérification de l'interaction sous charges horizontales	115
Tableau IV.5. Vérification de l'effort tranchant à la base	116
Tableau IV.6. Vérification des déplacements de la structure	117
Tableau IV.7. Vérification à L'effet P-Δ	118
Tableau IV.8. Vérification de l'effort normal réduit	120

Chapitre V : Etude de la superstructure

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	123
Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux	125
Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux	125
Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum	126
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton	128
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes	129
Tableau V.8. Schémas de ferrailage des poteaux	131
Tableau V.9. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poutres selon le RPA	135
Tableau V. 10. Armatures longitudinales des poutres	136
Tableau V.11. Vérification de l'effort tranchant	138
Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	139
Tableau V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS	140
Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux	142
Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres	142
Tableau. V.16. Vérification de la zone nodale	143

Tableau V.17. Schémas de ferrailage des PP et PS.	144
Tableau V.18. Schémas de ferrailage des PP et PS	147
Tableau V.19. Ferrailage des voiles Voile 1.63 et voile 1.45	150
Tableau V.20. Ferrailage des voiles Voile 1.60 et voile 1.55	151
Tableau V.21. Ferrailage des Voiles 1.80	152
Tableau V.22. Ferrailage des voiles 2.4	153
Tableau V.23. Vérification au cisaillement voiles 1.63	153
Tableau V.24. Vérification au cisaillement voiles 180	154
Tableau V.25. Vérification au cisaillement voiles 240	155
Tableau V.26. Vérification au cisaillement voiles 160	155

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Tableau VI.1. Résumé des résultats du ferrailage du radier.	165
Tableau VI.2. Vérification des contraintes de radier.	167
Tableau VI.3. Recalcule des sections d'armatures à l'ELS.	167
Tableau VI.4. Revérifications des contraintes de radier.	167
Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)	170
Tableau VI.6. Sollicitations maximales (sens X-X)	170
Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)	171
Tableau VI.8. Sollicitations maximales (sens Y-Y)	171
Tableau VI.9. Tableau De ferrailage des nervures	171
Tableau VI.10. Vérification des contraintes dans les nervures	171
Tableau VI.11. Schémas de ferrailages des nervures	172

liste des symboles

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_{fl} : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_v : Module de déformation différée (E_{vj} pour un chargement appliqué à l'âge de j jours).

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

M_q : Moment fléchissant développé par les charges ou actions variable.

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

b : Une dimension (largeur d'une section).

b₀ : Epaisseur brute de l'âme de la poutre.

d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée.

d : Distance du barycentre des armatures comprimées à la fibre extrême la plus comprimée.

e : Excentricité d'une résultante ou effort par rapport au centre de gravité de la section comptée positivement vers les compressions.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton a l'age j jours.

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton a l'age j jours.

f_{c28} et f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j=28j.

g : Densité des charges permanentes.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

i : Rayon de giration d'une section de B A.

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation.

Introduction générale

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme et l'une de ses occupations privilégiées. A ce jour, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays et très nombreux sont les professionnelles qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cette préoccupation de construire s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail.

Cette solution n'est pas sans difficultés, en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismique et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matériels.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismique que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA 99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés. En plus, il faut choisir convenablement les matériaux, définir une conception, des détails constructifs appropriés, et spécifier des procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de conception, de la construction et de l'exploitation.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment (R+8+duplex), il est contreventé par un système mixte (voiles-portiques).

Nos trois premiers chapitres se résument au calcul statique, ensuite on nous entamant l'étude dynamique dans le IV chapitre à la recherche d'un bon comportement de notre structure par la mise en place de bon choix de disposition des voiles.

Une fois que la disposition est adoptée, la structure est soumise au spectre de réponse du RPA, sa réponse va être calculée en utilisant le SAP 2000, le calcul du ferrailage des éléments structuraux sera exposé dans le chapitre V et enfin le calcul de l'infrastructure fera l'objet du chapitre VI.

Introduction

Ce chapitre, est consacré à des généralités, donne la définition des caractéristiques géométriques de la structure objet de notre étude ainsi que les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés pour sa réalisation. Cette étape est indispensable pour un calcul adéquat.

I.1. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage objet de notre étude est un immeuble en R+8 étages avec un duplex au 8ème étage. Cet ouvrage est à usage multiple (parkings au RDC et habitation aux autres niveaux). Il est classé, d'après les règles parasismiques algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une importance moyenne.

L'ouvrage est situé sur le territoire de la wilaya de Bejaia (IAZZOUGUENE), qui est d'après la classification en zones sismiques des wilayas et communes d'Algérie (RPA99/2003), en zone (IIa), qui est une zone à moyenne sismicité.

I.1.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage

- La hauteur du bâtiment : 33.62m.
- Hauteur de RDC : 4.08m
- Hauteur d'étage courant et duplex: 3.06m.
- Longueur de l'ouvrage : 20.52m.
- Largeur de la grande base de l'ouvrage : 17.07m.
- Largeur de la petite base de l'ouvrage : 9.13m.
- Surface totale occupé par l'ouvrage : 301.66.

Etant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (IIa) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, l'ossature doit être en système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques, RPA (article 3-4-A-1-a).

I.1.3. Caractéristiques géotechnique du sol

d'après l'Annexe 5

Site 3 : sol meuble.

Contrainte admissible du sol : $\bar{\sigma}_{sol} = 1.8\text{Bar} = 0.18\text{MPa}$

2. Définition des éléments de l'ouvrage

Les planchers

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

Les escaliers

Dans notre bâtiment on a deux types d'escalier :

- des escaliers qui seront réalisés en béton armé coulé sur place.
- des escaliers préfabriqués en bois pour les duplex.

Les façades et les cloisons

- Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (15+10) cm, séparées par une lame d'air de 5cm.
- Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

La terrasse

Dans notre projet la terrasse est inaccessible.

L'acrotère

C'est un élément encastré dans le plancher terrasse réalisé en béton armé, qui va servir comme garde corps.

L'infrastructure

Elle assure les fonctions suivantes :

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

I.3. Les règlements et les normes utilisés

Les règlements et normes utilisés sont ceux en vigueur dans le secteur du bâtiment en Algérie. Essentiellement ; nous avons eu recours au :

- ❖ RPA99 /version 2003.
- ❖ CBA93.
- ❖ DTR B.C.2.2.
- ❖ BAEL91/version 99.
- ❖

I.4. Caractéristiques des matériaux

I.4.1. Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

I.4.1.1. Composition du Béton

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et les ajouts.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure.
- ✓ Propriétés particulières (confort).
- ✓ La durabilité et la résistance.
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- ✓ Le malaxage (type et la durée).
- ✓ Le transport (type et le temps écoulé).
- ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- ✓ Le Cure du béton.

I.4.1.2. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1)**.

- ✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$

- ✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPA.

- Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$

I.4.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{ij} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60MPa \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

$$\text{Pour notre projet } f_{c28} = 25MPa . \quad f_{t28} = 2.1MPa$$

I.4.1.4. Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

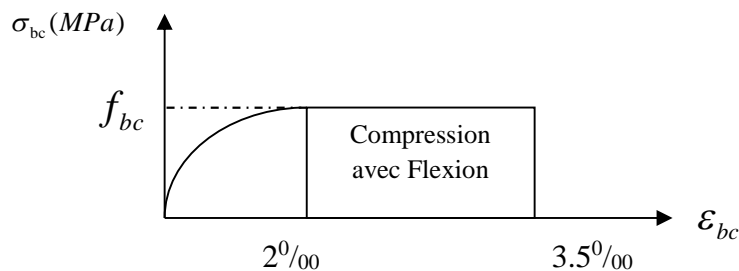


Figure I.1. Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

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

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

I.4.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton

a) Etat limite ultime (ELU) :

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3).}$$

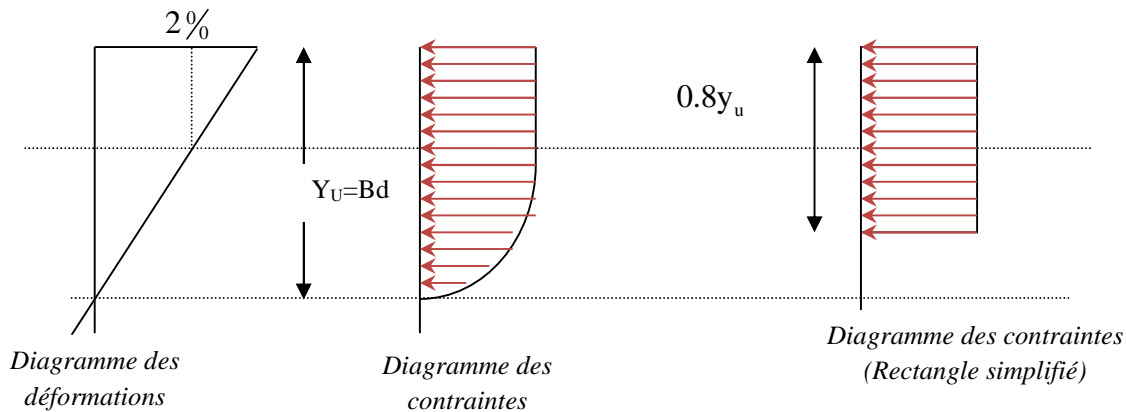


Figure I.2. Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 5 \text{ MPa} \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 3.34 \text{ MPa}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right), 4 \text{ MPa} \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa}$. $\rightarrow \tau_u = 2.5 \text{ MPa}$.

b) Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{ MPa}$ $\rightarrow \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa}$.

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

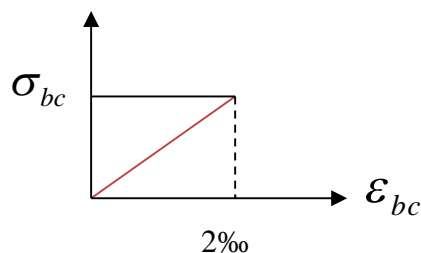


Figure I.3. diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.4.1.6. Autres caractéristiques

♣ Module de déformation longitudinale du béton

• A court terme :

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinal instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$\text{Pour } f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

• A long terme :

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vi}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

$$\text{Pour } f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vi} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

♣ Coefficient de poisson :

C'est le rapport entre la déformation transversale et le raccourcissement unitaire de déformation longitudinale.

$\nu = 0$ → pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2$ → pour le calcul des déformations à l'ELS.

♣ Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \text{ Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

I.4.2. Les aciers

I.4.2.1. Définition

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

- ❖ Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

❖ Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

❖ Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.4.2.2. Nuances des aciers utilisés

▪ Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.

▪ Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

I.4.2.3. Contraintes de calcul aux états limites

a) Etat limite ultime (ELU):

$$\begin{cases} f_{st} = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ f_{st} = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec} \quad \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

$$\text{Telque : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} f_{st} = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ f_{st} = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2).

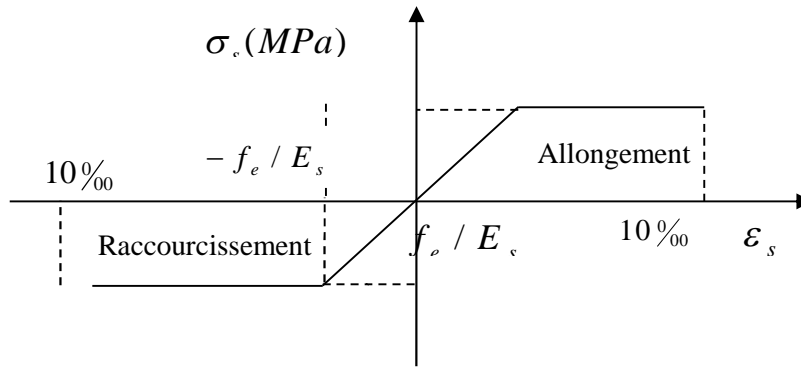


Figure I.4. Diagramme contraintes déformations.

c) Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \text{ CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right] \text{ CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA.

I.5. Les actions et sollicitations

I.5.1. Actions

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G)

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Q_i)

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Vent.

I.5.2. Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.5.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA

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

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

- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $0.8G\pm E$.

Conclusion

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

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

Introduction

L'objectif du prédimensionnement est de déterminer les sections idéales des différents éléments de la structure, pour qu'ils puissent résister aux différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis.

Le prédimensionnement est réalisé conformément aux règlements dicté par le **BAEL 91**, **CBA 93**, **RPA 99 version 2003** et les différents **DTR**.

II.1. Poutres

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

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

Avec : L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens considéré.

Sections des poteaux à prendre dans les calculs (30×30) cm²

II.1.1. Poutre secondaire

On a $L_{max} = (4.53 - 0.3) = 4.23$ m.

$$\text{Donc, } \frac{423}{15} \leq h_s \leq \frac{423}{10} \Rightarrow 28.20 \text{ cm} \leq h_s \leq 42.30 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 35 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

❖ Vérification des conditions du RPA

✓ $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $h_s = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1.17 < 4$, vérifiée.

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

II.1.2. Poutre principale

On à $L_{max} = (5 - 0.3) = 4.70$ m.

$$\text{Donc, } \frac{470}{15} \leq h_p \leq \frac{470}{10} \Rightarrow 31.33 \text{ cm} \leq h_s \leq 47 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 40 \text{ cm} \\ b_p = 35 \text{ cm} \end{cases}$, (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

❖ Vérification des conditions du RPA

✓ $b_p = 35 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $h_p = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.

✓ $\frac{h_p}{b_p} = 1.143 < 4$, vérifiée.

II.2. Plancher

Le plancher est un élément horizontal, qui sert à séparer entre deux niveaux et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées, aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux pour l'étage de service et ceux à usages d'habitations.
- Plancher à dalle plane pour le plancher d'ascenseur.

L'épaisseur des planchers dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance. Aussi, l'épaisseur des planchers est déduite à partir de conditions citées ultérieurement ci-dessous.

II.2.1. Plancher à corps creux

Ce type de plancher est constitué de corps creux, de poutrelles et d'une dalle de compression.

La hauteur du plancher est conditionnée par le critère de la flèche dicté par le **CBA93**.

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \text{CBA 93(art B.6.8.4.2.4)}$$

Avec :

✓ h_t : Hauteur total du plancher.

✓ L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max}=4.53 - 0.3 = 4.23 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{423}{22.5}$$

Donc
$$h_t \geq 18.8 \text{ cm}$$

Alors, on opte pour un plancher $[16 + 4]$,
$$\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 16 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 20 \text{ cm} \end{cases}$$

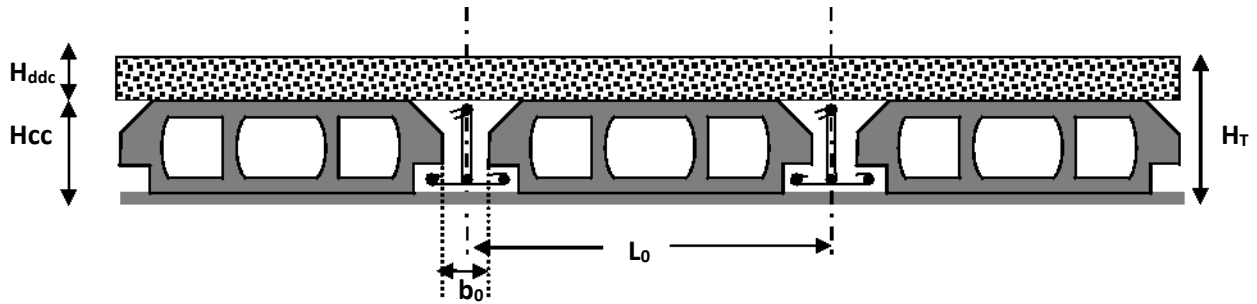


Figure II.1. coupe transversal de plancher à corps creux.

II.2.1.1. Les poutrelles

L'élément résistant dans le plancher, élément préfabriqué en béton destiné à transmettre les charges verticales aux poutres principales.

Le choix du sens de disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

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

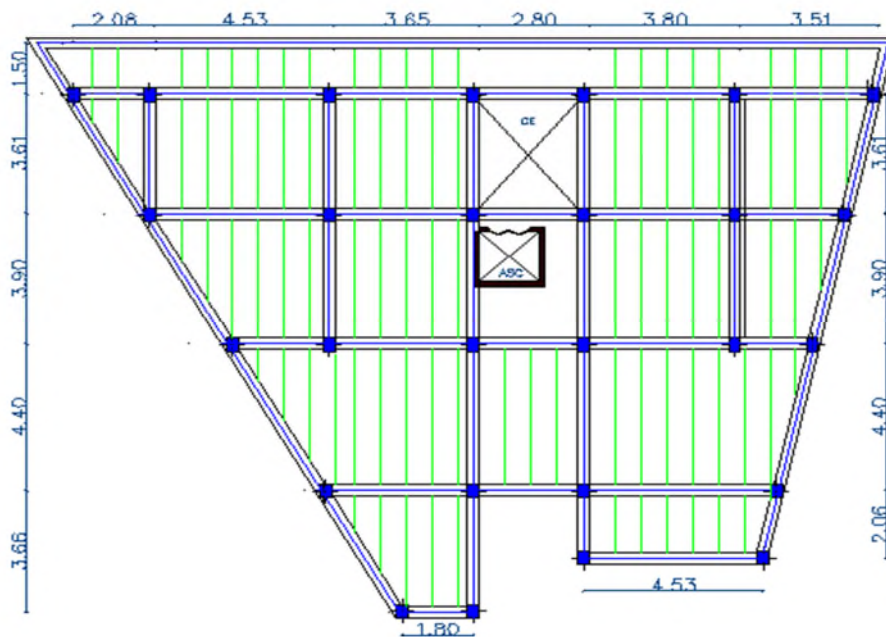


Figure II.2. disposition des poutrelles.

Dimensionnement des poutrelles :

On à :

$$\frac{(b-b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

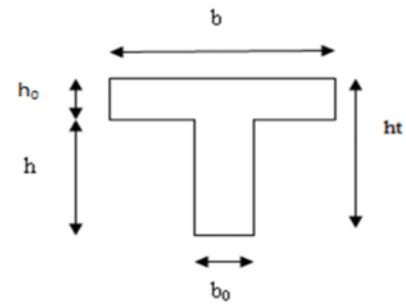


Figure.II.3.coupe transversal de la poutrelle.

Avec :

L_x : représente la distance entre nus de poutrelles ($l_x=65\text{cm}$).

L_y : représente la distance minimal entre nus d'appuis des poutres secondaires

($L_y = 176 \text{ cm}$).

La valeur de b_0 dépend de la hauteur totale du plancher, elle est prise entre :

$b_0 = (0.4 \div 0.6) h_t \Rightarrow 8 \leq b_0 \leq 12$; On prend $b_0=10 \text{ cm}$

$L_x=65-b_0 \Rightarrow 65-10=55 \text{ cm}$; $L_y=206-35=171 \text{ cm}$

$$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{55}{2}; \frac{171}{10} \right] \Rightarrow b \leq 44.2 \text{ cm}$$

D'où la valeur de la table de compression est prise égale à : $b = 40 \text{ cm}$.

II.3. pré dimensionnement de l'acrotère

L'acrotère est un élément contournant le bâtiment au niveau de dernier planché. Elle sera calculé comme une console encastré au niveau de la poutre de plancher terrasse.

Elle sera soumise à son poids propre et une poussée latérale de 1 KN/ml due à la main courante, le calcul se fera pour 1 m de longueur.

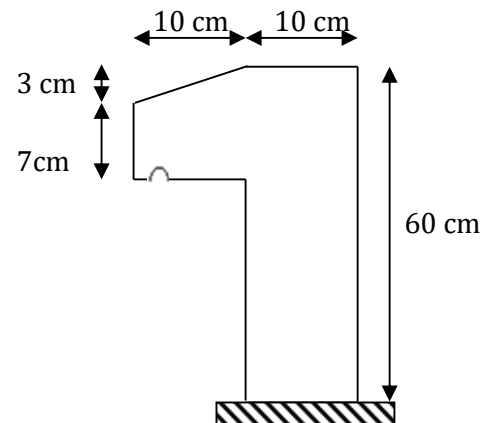


Figure II.4.Schémas de l'acrotère

Evaluation des charges et surcharges

Tableau II.1. Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère

Hauteur (cm)	Épaisseur (cm)	Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (intérieur et extérieur) (KN/ml)	G Total (KN/ml)	Q (KN/ml)
60	10	0.0685	1.7125	0.4	2.13	1

II.4. Voiles

Des murs en béton armé servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme, vent). D'autre part, de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $a \geq 15 \text{ cm}$ et $L \geq 4 \times a$
- $a \geq \frac{h_e}{20}$ voile simple
- $a \geq \frac{h_e}{22.5}$ voile en **L** *RPA 99 version 2003 (article 7.7.1).*
- $a \geq \frac{h_e}{25}$ voile en **U**

Avec :

h_e : hauteur libre d'étage.

a : épaisseur du voile.

1) Pour le **RDC** $h_e = 388 \text{ cm}$

On à : $h_e = 408 - 20 = 388 \text{ cm}$.

On opte des voiles simples : $a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{388}{20} \Rightarrow 19.4 \text{ cm} > 15 \text{ cm}$

Soit l'épaisseur des voiles du RDC $a = 20 \text{ cm}$.

Longueur des voiles $L \geq 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$.

2) Pour les **étages courants** $h_e = 286 \text{ cm}$

On à : $h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm}$.

On opte des voiles simples : $a \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow \frac{286}{20} \Rightarrow 14.3 \text{ cm} < 15 \text{ cm}$

Soit l'épaisseur des voiles des étages courants $a = 15\text{cm}$.

Longueur des voiles $L \geq 4 \times 15 = 60\text{cm}$.

II.5. Escaliers

C'est élément qui permis le passage d'un niveau à un autre, les escaliers ce constitue de palier de départ, volé, palier de repos et palier d'arriver.

Dans notre projet on à quatre (2) type d'escaliers L

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

- la hauteur h des contremarches se situe entre 14 et 18 cm ;
- la largeur g se situe entre 25 et 32 cm.
- la formule empirique de BLONDEL:

$$60 \leq 2h + g \leq 65\text{cm}$$

Avec :

$$\begin{cases} h = H/n & n : \text{nombre de contre marches} \\ g = L/(n-1) & n-1 : \text{nombre de marches.} \end{cases}$$

En résolvant l'équation (2) : $64 n^2 - (64+2H+L_0) n + 2H = 0$, on retrouvera le nombre de contre marches.

Type 1 : escalier à trois (3) volé pour le **RDC**.

Volé 1 :

$L_0 = 2.4\text{m}$, $H = 1.36\text{m}$ et $L_p = 1.16\text{m}$.

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.36}{2.4} \Rightarrow \alpha = 29.53^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.4}{\cos(29.53^\circ)} \Rightarrow L = 2.76\text{m}$$

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L + L_p}{30} \leq e \leq \frac{L + L_p}{20} \Rightarrow \frac{240 + 116}{30} = 11.87 \leq e \leq \frac{240 + 116}{20} = 17.8$$

Soit l'épaisseur $e = 14\text{cm}$

$$64 n^2 - (64+2H+L_0) n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64+2 \times 136+240) n + 2 \times 136 = 0$$

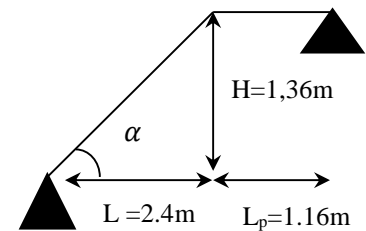


Figure.II.5. Schema de la volé 1 du RDC

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$n=9$ (nombre de contre marche)

$n-1=8$ (nombre de marche).

Donc : $h = \frac{136}{9} = 15.11$ on opte $H=15\text{cm}$.

$$g = \frac{240}{8} = 30\text{cm}.$$

Volé 2 :

$L_0=2.4\text{m}$, $H=1.36\text{m}$, $L_p=1.16\text{m}$ et $L'_p=0.9\text{m}$.

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.36}{2.47} \Rightarrow \alpha = 28.84^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.47}{\cos(28.84^\circ)} \Rightarrow L = 2.82\text{m}$$

Epaisseur de la pailleasse :

$$\frac{L + L_p + L'_p}{30} \leq e \leq \frac{L + L_p + L'_p}{20} \Rightarrow \frac{282 + 116 + 90}{30} = 16.27 \leq e \leq \frac{282 + 116 + 90}{20} = 24.4$$

Soit l'épaisseur $e=18\text{cm}$

$$64 n^2 - (64+2H+L_0) n + 2H = 0 \Rightarrow 64 n^2 - (64+2 \times 136+247) n + 2 \times 136 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$n=9$ (nombre de contre marche)

$n-1=8$ (nombre de marche).

Donc : $h = \frac{136}{9} = 15,11$ on opte $H=15\text{cm}$.

$$g = \frac{240}{8} = 31\text{cm}.$$

Volé 3 :

$L_0=1.8\text{m}$, $H=1.36\text{m}$ et $L_p=0.9\text{m}$. $L'_p=1.6\text{m}$.

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.36}{1.8} \Rightarrow \alpha = 37.07^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{1.8}{\cos(37.07^\circ)} \Rightarrow L = 2.26\text{m}$$

Epaisseur de la pailleasse :

$$\frac{L + L_p + L'_p}{30} \leq e \leq \frac{L + L_p + L'_p}{20} \Rightarrow \frac{226 + 90 + 160}{30} = 15.87 \leq e \leq \frac{226 + 90 + 160}{20} = 23.8$$

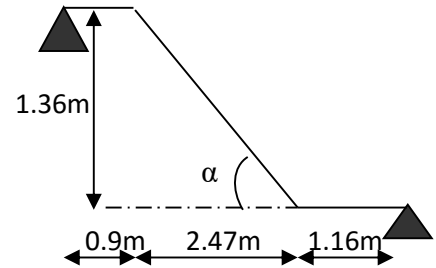


Figure.II.5. Schema de la volé 2 du RDC

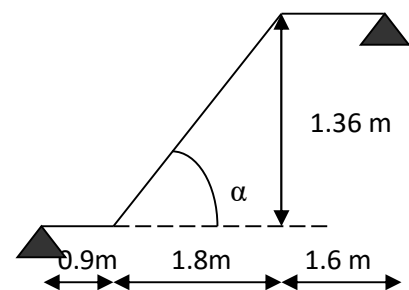


Figure.II.6. Schema de la volé 3 du RDC

Soit l'épaisseur $e = 18\text{cm}$

$$64 n^2 - (64+2H+L_0) n + 2H = 0 \quad \Rightarrow \quad 64 n^2 - (64+2 \times 136+180) n + 2 \times 136 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$n=8$ (nombre de contre marche)

$n-1=7$ (nombre de marche).

$$\text{Donc : } h = \frac{136}{8} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{180}{7} = 25.71 \text{ on opte } g = 27\text{cm.}$$

Type 2 : escalier à deux (2) volé pour les **étages courants** du 1^{er} au 7^{ème} étage.

Même type volé

Volé 1 et 2 :

$$L_0=2.1\text{m} , H= 1.53\text{m} \text{ et } L_p= 1.2\text{m. } L'_p= 1.76 \text{ m.}$$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L_0} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.53}{2.1} \Rightarrow \alpha = 36.08^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.1}{\cos(36.08^\circ)} \Rightarrow L = 2.6 \text{ m}$$

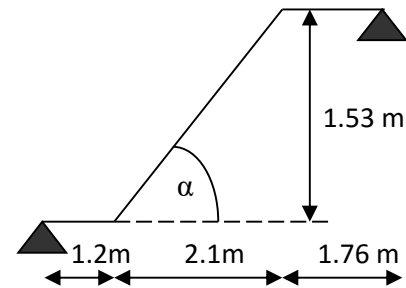


Figure.II.7. *Schema de la volée 1 et 2 d'étages courants*

Epaisseur de la paillasse :

$$\frac{L + L_p + L'_p}{30} \leq e \leq \frac{L + L_p + L'_p}{20} \Rightarrow \frac{260 + 176 + 120}{30} = 18.53 \leq e \leq \frac{260 + 176 + 120}{20} = 27.8$$

Soit l'épaisseur de la volée $e = 20\text{cm}$ et pour le palier $e_p = 14\text{cm}$.

$$64 n^2 - (64+2H+L_0) n + 2H = 0 \quad \Rightarrow \quad 64 n^2 - (64+2 \times 153+210) n + 2 \times 153 = 0$$

Après résolution de l'équation (2) on trouve :

$n=9$ (nombre de contre marche)

$n-1=8$ (nombre de marche).

$$\text{Donc : } h = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm.}$$

$$g = \frac{210}{8} = 26.25 \text{ on opte } g = 27 \text{ cm.}$$

II.6. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

Elle se constitue d'une cabine, qui se déplace le long d'une glissière verticale dans l'ascenseur muni d'un dispositif mécanique permettant le déplacement de la cabine.

L'ascenseur qu'on étudie est pour 08 personnes.

Caractéristiques de l'ascenseur

- L : longueur de l'ascenseur $L=210$ cm.
- l: largeur de l'ascenseur $l=210$ cm.
- H : Hauteur de l'ascenseur
- W : Puissance de l'ascenseur $=6,8$ KW.
- F_c : Charge due à la cuvette $=90$ KN.

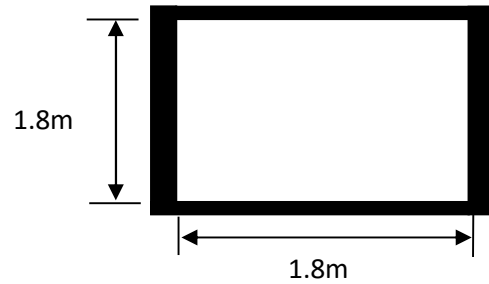


Figure .II.8.Cage d'ascenseur

II.7. Evaluation des charges et surcharges

II.7.1. Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers

II.7.1.1.Plancher terrasse et plancher courant

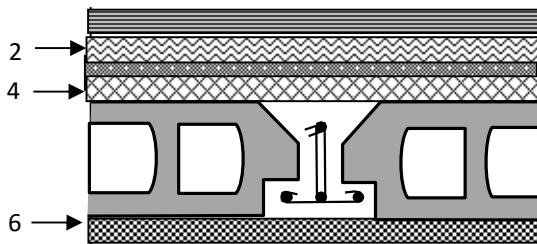


Figure .II.9. Coupe transversale dans Le plancher terrasse inaccessible.

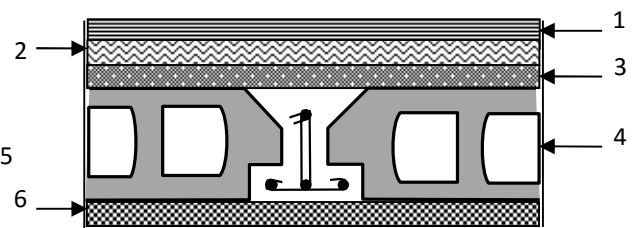


Figure .II.10. Coupe transversale dans Le plancher étage courant.

Tableau .II.2.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à corps creux

Plancher	réfèrent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Terrasse	1	Gravillon de protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité multicouches	12	0.02	0.24	
	3	Forme de pente	22	0.065	1.43	

inaccessible	4	Isolation thermique	18	0.015	0.27	1
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.28	
Total	/	/	/	/	5.79	1
Plancher Courant à usage d'habitation	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.4	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
	6	Cloison de distribution	10	0.1	0,9	
Total	/	/	/	/	5.11	1.5

II.7.1.2. plancher à dalle pleine

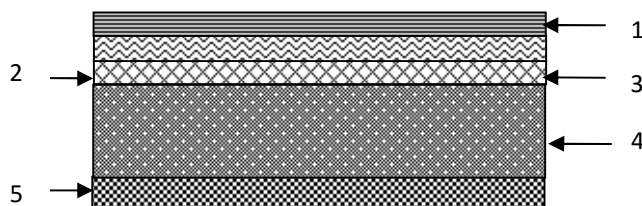


Figure .II.11. Coupe transversale dans le plancher à dalle pleine.

Tableau.II.3.Evaluation des charges « G » des planchers à dalle pleine

Plancher	réfèrent	désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Dalle pleine	1	Revêtement carrelage	2	0.02	0.4
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.4
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36
	4	Dalle pleine	25	0,14	3.5
	5	Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
Total	/	/	/	/	4.86

Avec : G : charges permanentes.

II.7.2. Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs

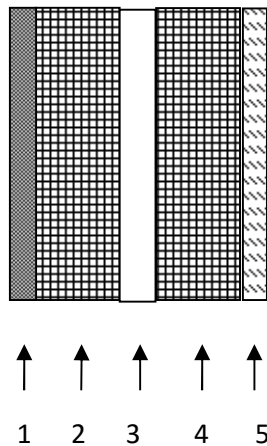


Figure.II.12. Murs extérieurs.

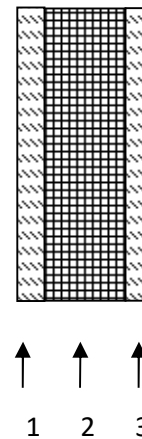


Figure.II.13. Murs intérieurs.

Tableau .II.5. Evaluation de la charges « G » sur les murs intérieurs et extérieurs

Type de murs	Référent	Désignation	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs extérieurs	1	Enduit de ciment	20	0.02	0.4
	2	Brique creuse	13	0.15	1.95
	3	Lame d'aire	/	0.05	/
	4	Brique creuse	9	0.1	0.9
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Total	/	/	/	/	3.45
Murs intérieurs	1	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
	2	Brique creuse	9	0.1	0.9
	3	Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Total	/	/	/	/	1.3

II.7.3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers

II.7.3.1.les paliers

Tableau.II.6.Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des paliers des escaliers

Désignation	Poids volumique (KN /m ³)	Epaisseurs (m)	Poids (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Palier	25	0,14	3.5	
Carrelage	20	0.02	0.4	

Mortier de pose	20	0.02	0.4	2.5
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2	
Total	/	/	4.86	2.5

II.7.3.2. Les volées

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos\alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal: $\gamma.e$.

Vertical: $\gamma.e.(h/g)$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0.14	3.5	2,5
Les marches		22	h/2	1,65	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	0,02h/g	0,22	
	Total	/	/	0,66	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	vertical	20	0,02h/g	0,2	
	Total	/	/	0,6	
Enduit de plâtre		10	0,02	0,2	
Total		/	/	6.61	

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0,18	4,5	
Les marches		22	h/2	1,65	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	0,02h/g	0,22	

	Total	/	/	0,66	2,5
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	vertical	20	0,02h/g	0,2	
	Total	/	/	0,6	
Enduit de plâtre		10	0,02	0,2	
Total		/	/	7.61	2,5

Tableau II.9. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée 3 d'escaliers type 1

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0,18	4,5	2,5
Les marches		22	h/2	1,87	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	0,02h/g	0,28	
	Total	/	/	0,72	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	vertical	20	0,02h/g	0,25	
	Total	/	/	0,65	
Enduit de plâtre		10	0,02	0,2	
Total		/	/	7.94	

Tableau II.10. Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des volées 1 et 2 d'escaliers type 2 :

Désignation		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharges Q (KN/m ²)
Paillasse		25	0,2	5	2,5
Les marches		22	h/2	1,87	
Carrelage	horizontal	22	0,02	0,44	
	Vertical	22	0,02h/g	0,28	
	Total	/	/	0,72	
Mortier de pose	horizontal	20	0,02	0,40	
	vertical	20	0,02h/g	0,25	
	Total	/	/	0,65	
Enduit de plâtre		10	0,02	0,2	
Total		/	/	8.44	

II.8. Descente de charge

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol, on effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité.

En considérant d'après les plans d'architecture et les limites imposées par le *RPA99*, on prévoit plusieurs sections afin que l'on puisse tenir compte du poids propre du poteau.

La loi de dégression (*DTR-BC2-2*) des charges d'exploitation :

La loi de dégression est applicable uniquement pour les étages à usage d'habitation ;

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q_1, Q_2, \dots, Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse : Q_0 .
- Sous le dernier étage : $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inférieur : $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Pour $n \geq 5$: $Q_0 + (3 + n/2n) \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

<i>Tableau .II.4. Evaluation des surcharges « Q » des planchers à dalle pleine</i>			
Surcharges Q (KN/m ²)			
balcons	Terrasse inaccessible	Plancher à usage d'habitation	Plancher à usage commercial
3,5	1	1,5	5

Avec : Q : charges d'exploitations

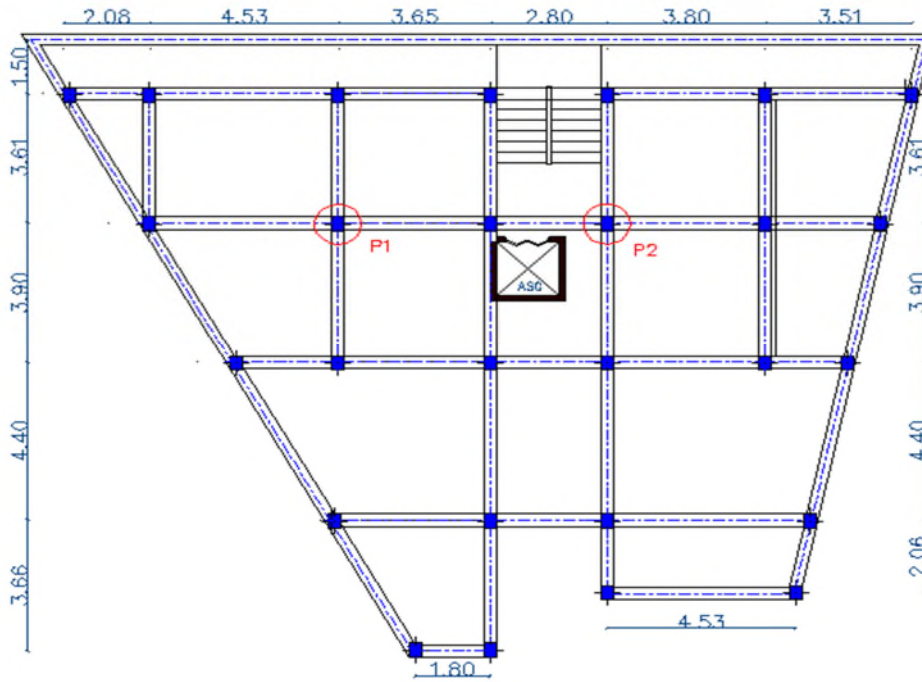


Figure.II.14.localisation des poteaux les plus sollicités.

a) Poteau central P1: (30 x 40) !

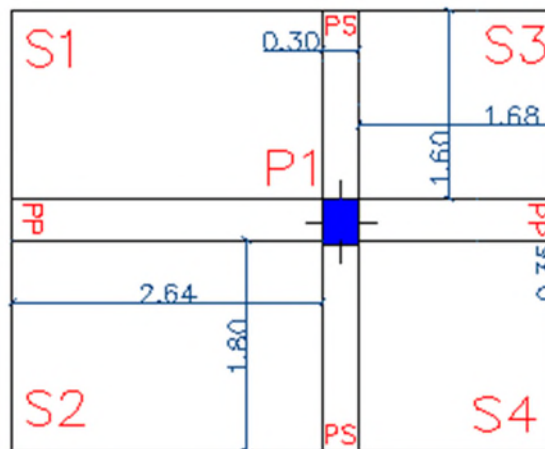


Figure.II.15.surface afférente du poteau P1.

-Poutres principales (30×40).

-Poutres secondaires (30×35).

- Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$

- Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$

- Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

• Calcul des surfaces afférentes :

$$S_{\text{aff1}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$$

$$S_1 = 2.64 \times 1.6 = 4.224 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 2.64 \times 1.8 = 2.752 \text{ m}^2$$

$$S_3 = 1.60 \times 1.68 = 2.688 \text{ m}^2$$

$$S_4 = 1,6 \times 1.8 = 2.88 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_{\text{aff}} = 12.544 \text{ m}^2$$

- **La longueur des pp.**

$$L_{\text{pp}} = 2,64 + 1.68 = 4.32 \text{ m}$$

- **La longueur de ps.**

$$L_{\text{ps}} = 1,80 + 1,60 = 3,4 \text{ m}$$

- ❖ **Calcul des surfaces afférentes :**

- **Terrasse inaccessible :**

Pour les charges d'exploitations :

$$S_Q = (2.64 + 0.3 + 1.68) \times (1.8 + 0.35 + 1.6) = 17,325 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_Q = 17.325 \text{ m}^2.$$

Pour les charges permanentes :

$$S_G = (2.64 \times 1.6) + (1.8 \times 2,64) + (1,68 \times 1.60) + (1,8 \times 1.6) = 12.544 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_G = 12.544 \text{ m}^2.$$

- **Plancher de l'étage courant :**

$$S_Q = (2.64 + 0.3 + 1.68) \times (1.8 + 0.35 + 1.6) = 17,325 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_Q = 17.325 \text{ m}^2.$$

Pour les charges permanentes :

$$S_G = (2.64 \times 1.6) + (1.8 \times 2,64) + (1,68 \times 1.60) + (1,8 \times 1.6) = 12.544 \text{ m}^2$$

$$\Rightarrow S_G = 12.544 \text{ m}^2.$$

- **Calcul de poids propre :**

Pour plancher terrasse inaccessible : $G = 5,79 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P = G \times S = 5.79 \times 12.544 = 72.63 \text{ KN}$$

Pour plancher de l'étage courant et RDC : $G = 5,11 \text{ KN/m}^2$

$$\Rightarrow P = G \times S = 5.11 \times 12.544 = 64.1 \text{ KN}$$

- Pour les poteaux :

- $h = 3.06 \text{ m}$ pour étage courant, $h = 4.08 \text{ m}$ pour RDC.
- **P (35x35) :** $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 9.37 \text{ KN}$ (duplexe 1 et 2)
- **P (40x40) :** $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 12.24 \text{ KN}$ (7^{ème} étage 6^{ème} et 5^{ème} étage)

- **P (45x45)** : $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 15.5 \text{ KN}$ (4^{ème}, 3^{ème} et 2^{ème} étage)
- **P (50x50)** : $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 19.125 \text{ KN}$ (1^{ème} étage)
- **P (55x55)** : $P = S \times 25 \times h \Rightarrow P = 30.855 \text{ KN}$ (RDC)
- Pour les poutres :
 - Poutres secondaires(PS) : $PS = 25 \times (0.3 \times 0.35) \times 3.4 = 8.925 \text{ KN}$
 - Poutres principales(PP) : $PP = 25 \times (0.35 \times 0.40) \times 4,32 = 15,12 \text{ KN}$

Evaluation des charges « Q » pour le poteau P₁ :

Surcharge sur terrasse

$$Q_t = q_t \times S_{\text{totale}}$$

Surcharge sur les autres étages

$$Q_i = (q_i \times S_{i \text{ totale}})$$

Les résultats de calcul des surcharges « Q » pour chaque niveau sont résumés dans le tableau suivant :

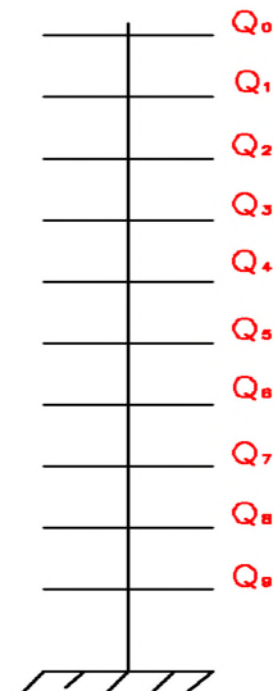
Tableau. II.11. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P₁

Niveau	q (KN/m ²)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	17.325
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 ^{ème} étage	1,5	25.25
RDC	2.5	43.3125

Les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.12. La loi de dégression pour le poteau P₁

Q _i	Q (KN)
Q ₀	17.325
Q ₁	42.575
Q ₂	65.3
Q ₃	85.5
Q ₄	103.175
Q ₅	118.325
Q ₆	130.95
Q ₇	143.575
Q ₈	156.2
Q ₉	168.825



Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁

<i>Tableau. II.13. Evaluation des charges « G » pour le poteau P₁</i>		
G_i	Désignation	G total (KN)
G₀	Terrasse inaccessible	72.63
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	15.12
	Poteaux (35x35)	9.37
	Total	106.05
G₁	Venant de G ₀	106.05
	Poids du plancher étage courant	64.1
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	15.12
	Poteau (35x35)	9.37
Total	203.65	
G₂	Venant de G ₁	203.65
	Poids du plancher étage courant	64.1
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	15.12
	Poteau (40x40)	12.24
Total	304.03	
G₃	Venant de G ₂	304.03
	Poids du plancher étage courant	64.1
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	15.12
	Poteau (40x40)	12.24
Total	404.415	
G₄	Venant de G ₃	404.415
	Poids du plancher étage courant	64.1
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	15.12
	Poteau (40x40)	12.24

	Total	504.8
G₅	Venant de G ₄	504.8
	Poids du plancher étage courant	64.1
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	15.12
	Poteau (45x45)	15.5
	Total	608.45
G₆	Venant de G ₅	608.45
	Poids du plancher étage courant	64.1
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	15.12
	Poteau (45x45)	15.5
	Total	712.1
G₇	Venant de G ₆	712.1
	Poids du plancher étage courant	64.1
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	15.12
	Poteau (45x45)	15.5
	Total	815.75
G₈	Venant de G ₇	815.75
	Poids du plancher	64.1
	PS (30x40)	8.925
	PP (30x45)	15.12
	Poteau (50x50)	19.125
	Total	923.02
G₉	Venant de G ₈	923.02
	Poids du plancher	64.1
	PS (30x40)	8.925
	PP (30x45)	15,12
	Poteau (55x55)	30.855
	Total	1042.02

A la base : $\begin{cases} G = 104.202 \text{ t} \\ Q = 16.8825 \text{ t} \end{cases}$ et pour le poteau **P1**

$N_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (1042.02) + 1.5 (168.825) = 1659.965 \text{ KN}$

$N_{s1} = G + Q = 1042,02 + 168.825 = 1210.845 \text{ KN}$

b) Poteau 2 : (30 x 40)

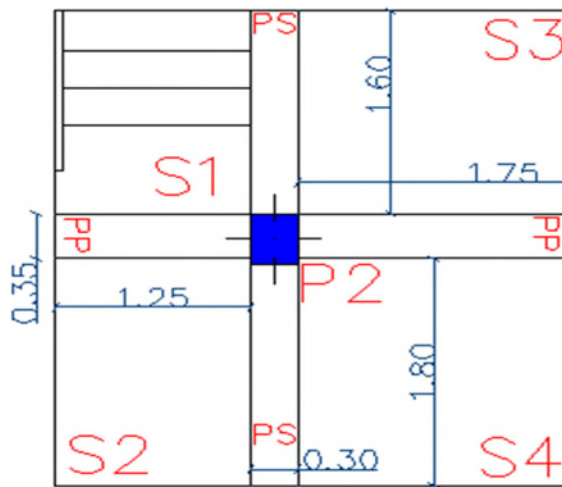
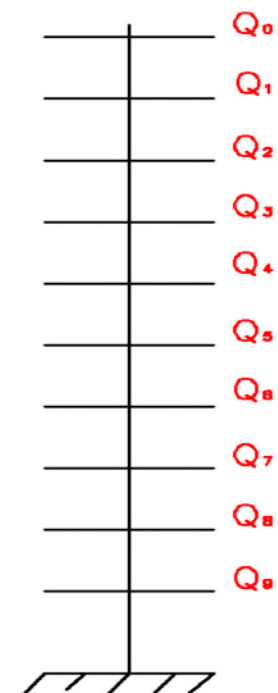


Figure.II.16. surface afférente du poteau P2

- Poutres principales (30×40).
- Poutres secondaires (30×35).
- Surface afférente : $S_{\text{afférente}} = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
- Surface des poutres : $S_{\text{poutres}} = S_{\text{pp}} + S_{\text{ps}}$
- Surface totale : $S_{\text{totale}} = S_{\text{afférente}} + S_{\text{poutres}}$

Tableau. II.14. Evaluation des surcharges « Q » pour le poteau P2

Niveau	q (KN/m ²)	Q (KN)
Terrasse inaccessible	1	11.02
1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 ^{ème} étage	1.5	21.42
RDC	2.5	32.44
Escalier	2.5	4.8875



- les calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau. II.15. La loi de dégression pour le poteau P₂

Q _i	Q (KN)
Q ₀	11.02
Q ₁	32.44
Q ₂	51.72
Q ₃	68.85
Q ₄	83.85
Q ₅	96.7
Q ₆	107.41
Q ₇	118.12
Q ₈	128.83
Q ₉	139.54

- Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂**

Tableau. II.16. Evaluation des charges « G » pour le poteau P₂

G _i	Désignation	G total (KN)
G₀	Terrasse inaccessible	47.48
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	10.12
	Escalier	16.5
	Poteaux (35x35)	9.37
	Total	92.395
G₁	Venant de G ₀	92.395
	Poids du plancher étage courant	41.9
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	10.5
	Escalier	16.5
	Poteau (35x35)	9.37
Total	179.59	
G₂	Venant de G ₁	179.59
	Poids du plancher étage courant PS (30x35)	41.9 8.925

	PP (35x40)	10.5
	Escalier	16.5
	Poteau (40x40)	12.24
	Total	269.655
G₃	Venant de G ₂	269.655
	Poids du plancher étage courant	41.9
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	10.5
	Escalier	16.5
	Poteau (40x40)	12.24
	Total	359.72
G₄	Venant de G ₃	359.72
	Poids du plancher étage courant	41.9
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	10.5
	Poteau (40x40)	12.24
	Total	433.29
G₅	Venant de G ₄	433.29
	Poids du plancher étage courant	41.9
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	10.5
	Escalier	16.5
	Poteau (45x45)	15.5
	Total	526.62
G₆	Venant de G ₅	526.62
	Poids du plancher étage courant	41.9
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	10.5
	Escalier	16.5
	Poteau (45x45)	15.5
	Total	619.95

G₇	Venant de G ₆	619.95
	Poids du plancher étage courant	41.9
	PS (30x35)	8.925
	PP (35x40)	10.5
	Escalier	16.5
	Poteau (45x45)	15.5
Total		713.28
G₈	Venant de G ₇	713.28
	Poids du plancher	41.9
	PS (30x40)	8.925
	PP (30x45)	10.5
	Escalier	16.5
	Poteau (50x50)	19.125
Total		810.225
G₉	Venant de G ₈	810.225
	Poids du plancher	41.9
	PS (30x40)	8.925
	PP (30x45)	10.5
	Escalier	16.5
	Poteau (55x55)	30.855
Total		918.905

A la base : $\begin{cases} G = 91.89 \text{ t} \\ \text{et} \\ Q = 13.954 \text{ t} \end{cases}$ pour le poteau **P1**

$$N_{u1} = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35 (918.905) + 1.5 (139.54) = 1449.83 \text{ KN}$$

$$N_{s1} = G + Q = 918.905 + 139.54 = 1058.45 \text{ KN}$$

On remarque que le Poteau P₁ est le plus sollicité donc les vérifications se feront pour ce poteau.

II.9. Vérifications

- L'effort normal ultime

$$N_u = 165.9965 \text{ t}$$

Selon le **CBA93** (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_U à 10%, telle que : $N_U = 1.1 (1.35G + 1.5Q)$

L'effort normal à la base est de 165.9965 t.

Donc l'effort normal maximal a la base est : $N_u = 1.1 \times 165.9965 = 182.5962 \text{ t}$

Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

Avec : $\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

B : section du béton

$$B \geq \frac{N_u}{\overline{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1825.96 \times 10^{-3}}{14.2} = 0,129 \text{ m}^2$$

$$B \geq 0,129 \text{ m}^2$$

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

<i>Tableau.II.17. Vérification de la résistance (compression simple)</i>				
Niveau	N_U (MN)	B (m ²)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
RDC et	1825.96×10^{-3}	3025×10^{-4}	6.04	Vérifiée
1^{er} étage	1628.41×10^{-3}	2500×10^{-4}	6.51	Vérifiée
2^{ème} ; 3^{ème} et 4^{ème} étage	1448.29×10^{-3}	2025×10^{-4}	7.15	Vérifiée
5^{ème} et 6^{ème} 7^{ème} étage	919.87×10^{-3}	1600×10^{-4}	5.75	Vérifiée
8^{ème} étage	372.67×10^{-3}	1225×10^{-4}	3.04	Vérifiée

- **Vérification des conditions du RPA 99 version 2003**

$$\min(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \dots\dots\dots (1)$$

$$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{1}{4} \leq h_1 / b_1 \leq 4 \dots \dots \dots (3)$$

Les trois conditions sont vérifiées pour les différentes sections des poteaux.

Vérification au flambement

D’après le (CBA 93), on doit vérifier que l’effort normal ultime :

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

α : Coefficient tenant compte de l’élanement.

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \text{ Pour } \lambda \leq 50.$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \text{ Pour } 50 < \lambda \leq 70$$

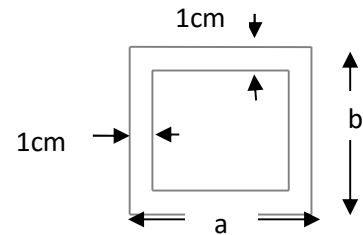


Figure .II.17. Section brute (Br).

γ_b : Coefficient de sécurité du béton =1.5

γ_s : Coefficient de sécurité de l’acier =1.15

$\lambda = \frac{l_f}{i}$ Avec $l_f=0.7 \times l_0$: la longueur de flambement.

i : Rayon de giration $i = \sqrt{\frac{I}{B}} \quad I = \frac{b \times h^3}{12}$

$As \geq 0.8\% \times Br.$

On prend $As = 1\% \times Br.$

$$B_{rcal} \geq \frac{Nu}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]} \quad \text{BAEL91 (7.4.2)}$$

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

Ce tableau résume les vérifications au flambement :

<i>Tableau. II.18. Vérification au flambement</i>							
Type de poteau	B (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	α	Br (cm ²)	N _u (KN)	B _{rcal} (cm ²)
55×55	3025	388	271.6	0.811	2809	1825.96	1023.41
50×50	2500	286	200.2	0,824	2304	1628.41	898.28
45×45	2025	286	200.2	0,82	1849	1448.29	802.82

40×40	1600	286	200.2	0.81	1444	919.87	516.2
35×35	1225	286	200.2	0.799	1089	372.67	212

D'après le tableau précédent on voit bien que le critère de stabilité de forme est vérifié pour tous les poteaux.

Vérification de l'effort normal réduit

Selon le *RPA (article.7.1.3.3)* il faut vérifier :
$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Ce tableau résume les vérifications de l'effort normal réduit :

Niveau	Type de poteau	B (cm ²)	Nu (KN)	v	Observation
RDC	55×55	3025	1825.96	0.24	vérifiée
1 ^{er} étage	50×50	2500	1628.41	0.26	vérifiée
2 ^{ème} ,3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	45×45	2025	1448.29	0.286	vérifiée
5 ^{ème} ,6 ^{ème} 7 ^{ème} étage	40×40	1600	919.87	0.23	vérifiée
8 ^{ème} étage	35×35	1225	372.67	0.12	vérifiée

II.10. Conclusion

Après que nous avons fini le prédimensionnement des éléments structuraux et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté les sections suivantes :

- Poutres principales : 35× 40 cm².
- Poutres secondaires : 30× 35 cm².
- Poteaux du RDC : 55×55cm².
- Poteaux 1^{er}etage : 50×50cm².
- Poteaux des étages 2,3et 4 : 45× 45cm².
- Poteaux des étages 5, 6 et 7^{ème} étages : 40× 40cm²
- Poteaux de 8^{ème} étages : 35× 35cm²

Chapitre I

Chapitre II

Chapitre III

III.1. Calcul des plancher

III.1.1.Introduction

Les planchers sont des aires, généralement planes qui servent à séparer les différents étages, ses différents rôles sont :

- ✓ Rôle de résistance, supporter les charges appliquées.
- ✓ Rôle d'isolation thermique et phonique.
- ✓ Transmission des charges et surcharges aux éléments porteurs.

Il existe plusieurs types de plancher en béton armé :

- ✓ plancher à corps creux
- ✓ Plancher à dalle pleine

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

L'ensemble est surmonté par une dalle mince (4 à 6 cm) qu'on appelle dalle de compression.

Donc on opte pour des planchers à corps creux.

III.1.2.Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles.

Etude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple.

1) Méthode de calcul des sollicitations

Les méthodes utilisées pour le calcul des poutres continues en béton armé sont :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

1.a) Méthode forfaitaire (Annexe E.1 du BAEL 91)

1. a.1) domaine d'application (BAEL91art B.6.210)

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible d'utiliser la méthode forfaitaire si les quatre conditions suivantes sont vérifiées.

- plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- fissuration peu nuisible (F.P.N).

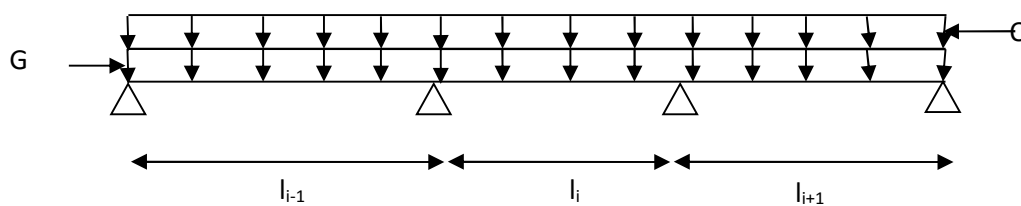


Figure.III .1.Schéma d'une Poutre continue

1. a.2) Exposé de la méthode

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q (Fig.III.1), et soit

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G}$$

Avec : α = coefficient traduisant l'importance de $\frac{Q}{Q + G}$

a) Evaluation des moments

Le moment en travée M_t et en appui que se soit a droite (M_d) ou a gauche (M_g) doivent satisfaire :

$$a. \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max(1.05(M_0), (1 + 0.3\alpha)M_0)$$

$$b. \quad \begin{cases} M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire.} \\ M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} \text{ dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$$

c. La valeur absolue de chaque moment en appui intermédiaire doit être au moins égale à :

$0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.

$0.5M_0$ pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.

$0.4M_0$ pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.

Avec M_0 la valeur maximale du moment fléchissant dans la travée de référence (travée isostatique) à gauche ou à droite de l'appui considéré.

Remarque : Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :

$-0.15M_0$. tel que $M_0 = \max(M^1_0, \dots, M^n_0)$, avec n = nombre de travées d'une poutre.

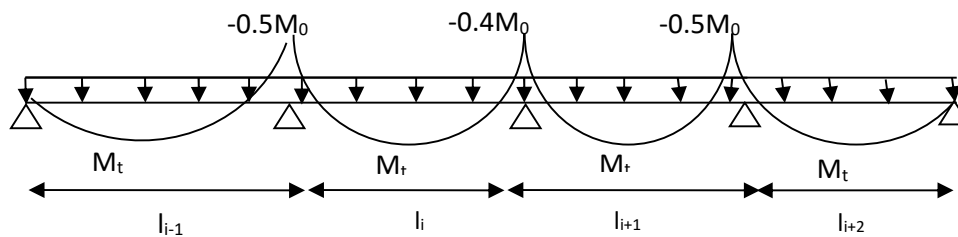


Figure.III.2. Moments sur une poutre à plus de deux travées

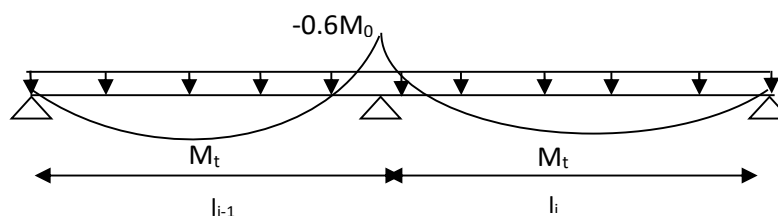


Figure.III.3. Moments sur une poutre à deux travées

b) Evaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchants sont évalués :

- soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- ✓ 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées
- ✓ 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}$ (isostatique) + $(M_d - M_g) / l_i$

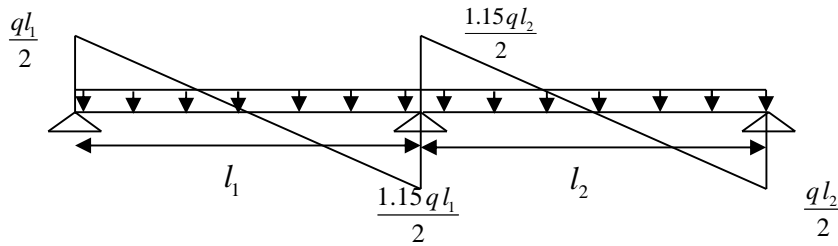


Figure.III.4.Effort tranchant sur une poutre à 2 travées

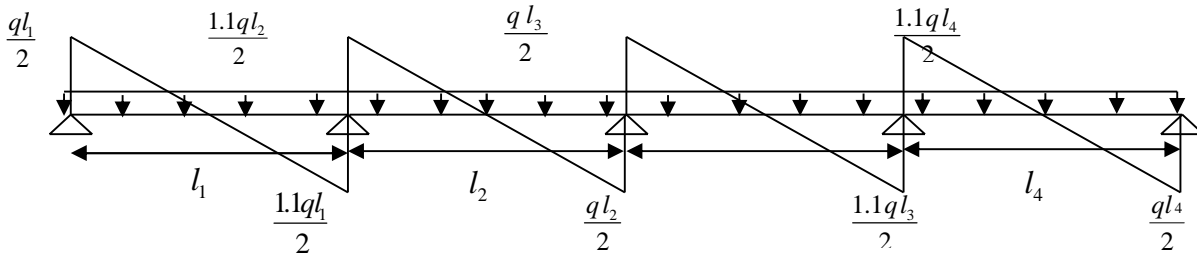


Figure.III.5.Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées

1.b) Méthode de Caquot (Annexe E.2 du BAEL 91)

Lorsque l'une des conditions précédentes n'est pas satisfaite, ou si le plancher supporte des surcharges élevées ($Q \geq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$), on applique la méthode de Caquot. Le principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de :

- La variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre.
- L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

1. b.1) Exposé de la méthode

a) Evaluation des moments

a.1) Moment sur appuis (M_i)

$$M_i = \frac{q_g \times l_g'^3 + q_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Tel que : $\begin{cases} L'_g \text{ et } L'_d : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

a.2) Moment en travée (M_t)

$$M_i(X) = M_0(X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right) = \frac{q \times X}{2} \times (L - X) + M_g \times \left(1 - \frac{X}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{X}{l}\right)$$

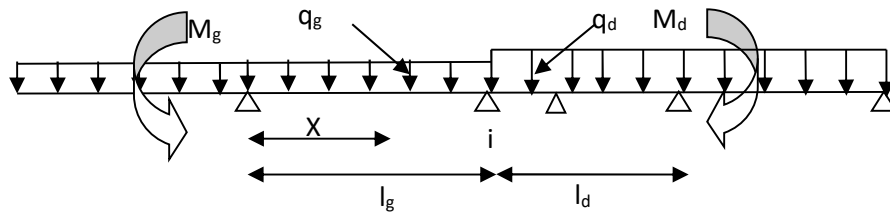


Figure.III .6.Paramètres utilisées dans la méthode de Caquot

$$\frac{dM_i(x)}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}}{q}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

b) Effort tranchant

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{l}{2} - q \times X - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l}$$

Avec : M d: Moment en appui de droite de la travée considérée.

M g: Moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : portée de la travée.

III.1.2.1.1. Les différents types de poutrelles

Tab. III.1.Différent types de poutrelles

Types		Schéma statique
terrasse inaccessible	Type1	
	Type2	
	Type3	
	Type4	

		4.40 3.70
	Type5	
Etages courants	Type1	
	Type2	
	Type3	
	Type4	
	Type5	
	Type6	

III.1.2.1.2. Calcul des charges revenant aux poutrelles

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀	q _u =(1.35G+1.5Q)* l ₀ (KN/m)	q _s =(G+Q) *l ₀ (KN/m)
Terrasse inaccessible	5.79	1	0.65	6.056	4.414
Etage courant	5.11	1.5	0.65	5.947	4.297

Avec : b : largeur de la table des poutrelles.

❖ Exemple illustratif

- Application de la méthode de Caquot pour le première type1 de plancher terrasse

$$L_i/L_{i+1} = 1.50/3.61 = 0.4 \notin [0.8; 1.25] \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3^{ème} condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant G par G' dans le calcul des moments aux appuis

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.79 = 3.86 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$P_u = (1.35 G' + 1.5 Q) \times 0.65 = 4.362 \text{ KN} / \text{m}$$

$$P_s = (G + Q) \times 0.65 = 3.159 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\notin [0.8; 1.25] \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.}$$

- A l'ELU

➤ Moments aux appuis

$$M_A = M_C = 0 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

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

$$P_g = P_d = 4.362 \text{ KN/m}$$

Longueurs fictives :

$$L_g' = L_g = 1.5 \text{ m.}$$

$$L_d' = L_d = 3.61 \text{ m}$$

$$M_B = - \frac{4.362 \times (1.5^3 + 3.61^3)}{8.5 \times (1.5 + 3.61)} = -5.069 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

➤ Moments en travée

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

$$M_0(x) = \frac{Pu \times x}{2} \times (l - x); \text{ tel que } x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu \times l_i}$$

➤ **Travée AB**

$$x = \frac{1.5}{2} - \frac{0 - (-5.069)}{6.056 \times 1.5} = 0.193m$$

$$M_0(x) = \frac{6.056 \times 0.193}{2} \times (1.5 - 0.193) = 0.550KN.m$$

$$M(x) = 0.550 + \left(-5.069 \times \frac{0.193}{1.5}\right) = 0.112KN.m$$

➤ **Travée BC**

$$x = \frac{3.61}{2} - \frac{-5.069 - 0}{6.056 \times 3.61} = 2.037m$$

$$M_0(x) = \frac{6.056 \times 2.037}{2} \times (3.61 - 2.037) = 9.70KN.m$$

$$M(x) = 9.70 - 3.074 - 5.69 \times \left(1 - \frac{2.037}{3.61}\right) = 7.496KN.m$$

➤ **Effort tranchant**

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

$$V_A = \frac{6.056 \times 1.5}{2} + \frac{-5.069 - 0}{1.5} = 1.116KN$$

$$V_B = -\frac{6.056 \times 1.5}{2} + \frac{-5.069 - 0}{1.5} = -7.076KN$$

➤ **Travée BC**

$$V_B = \frac{6.056 \times 3.61}{2} + \frac{0 + 5.069}{1.5} = 12.334KN$$

$$V_C = \frac{-6.056 \times 3.61}{2} + \frac{0 + 5.069}{3.61} = -9.528KN$$

III.1.2.1.3. Ferrailage des poutrelles

❖ Sollicitations maximale dans les différents types de poutrelles

Tableau .III.26.Sollicitations maximales aux états limite des différents types des poutrelles

Etage	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Terrasse inaccessible	1	-1.47	-5.059	7.49	12.334	-1.08	-3.367	5.474
	2	-0.25	-4.652	7.294	13.10	-0.17	-3.369	3.283
	3	-1.73	-6.306	8.577	13.42	-1.25	-4.56	6.264
	4	-2.198	0	14.65	13.32	-1.60	0	10.68
	5	-2.198	-8.749	10.99	15.32	-1.60	-6.406	8.012
Courants	1	-1.45	5.168	7.276	12.166	-1.05	-3.702	5.25
	2	-0.25	-4.778	5.689	11.82	-0.18	-3.401	5.058
	3	-2.198	-8.048	10.644	14.912	-1.56	-5.765	7.716
	4	-0.47	-8.048	9.02	13.29	-0.34	-5.765	6.551
	5	-0.9	-6.76	8.078	13.29	-0.65	-4.84	5.89
	6	-1.49	-4.74	10.644	11.61	-1.408	-3.401	4.49

❖ Exemple de calcul (type 3) : étage courant + duplex

Moment en travée : $M_{trav}^{\max} = 10.644 \text{ KN m}$

Moment en appui intermédiaire : $M_{appui}^{\max} = -8.048 \text{ KNm}$

L'effort tranchant : $V^{\max} = 14.912 \text{ KN}$

Moment en appui de rive : $M_{trav}^{\max} = -0.15 \times M_0 = -0.15 \times 14.39 = -2.158 \text{ KN m}$

Calcul de M_{tu} :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \quad (III - 6)$$

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 0.40 \times 0.04 \times 14.2 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2} \right) \times 10^3 = 36.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 36.35 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{\max} = 10.644 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_{trav}^{max} \Rightarrow$ La table de compression n'est pas entièrement comprimée donc l'axe neutre passe par la table de compression ce qui nous amène à faire un calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

- **Calcul des armatures**
- **En travée**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{max}}{f_{bu} d^2 b} \quad (III-7)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{trav}^{max}}{f_{bu} d^2 b} = \frac{10.644 \times 10^{-3}}{14.2 \times 0.40 \times 0.18^2} = 0.0578 < 0.186$$

$$\Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

On a:

$$\mu_l = 0.3916$$

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

- **Calcul de A**

$$A = \frac{M_{trav}^{max}}{Z \times f_{st}} \quad (III-8)$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0578}) = 0.0744$$

$$Z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.0744) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{10.644 \times 10^{-3}}{0.175 \times 348} = 1.747 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.4 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.87 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_T \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

$$\text{Soit } A = 2\text{HA}10 + \text{HA}8 = 2.07 \text{ cm}^2 \quad .$$

- **En appuis**

Appuis intermédiaires : La table de compression est tendue, un béton tendue n'intervient pas dans la résistance. Donc le calcul se ramène à une section rectangulaire $b_0 \times h$.

$$M_{tu} = 36.35 \text{ KN.m}$$

$$M_{appui}^{\max} = -8.048 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{tu} > M_{appui}^{\max}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{8.048 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.174$$

$$\mu_{bu} < 0.186 \Rightarrow \text{Pivot A : } \xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

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

Avec :

$$z = d \times (1 - 0.4 \times \alpha)$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.174}) = 0.24$$

$$z = 0.18 \times (1 - 0.4 \times 0.24) = 0.163 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{8.048 \times 10^{-3}}{0.163 \times 348} = 1.418 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 0.1 \times 0.18 \times \frac{2.1}{400} = 0.217 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_{rive} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

On choisit $A = 2\text{HA}10 = 1.57 \text{ cm}^2$

- **Appui de rive**

$$M_a^{rive} = -2.158 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bU} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bU}} = \frac{2.158 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.046$$

$$\mu_{bU} < \mu_L = 0.3916 \longrightarrow \text{pas d'acier comprimée (A' = 0).}$$

$$\mu_{bU} = 0.0343 < 0.186 \longrightarrow \text{pivot A } (\xi_s = 10\%_0).$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bU}}) = 0.059$$

$$z = 0.18 (1 - 0.4 \times 0.059) = 0.175 \text{ m}$$

$$A_{rive} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{2.158 \times 10^{-3}}{0.178 \times 348} = 0,348 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A_{rive} = 1\text{HA}8 = 0.50 \text{ cm}^2$

- **Ferrailage transversale**
- **vérification de la contrainte de cisaillement**

$$V^{\max} = 14.912 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{14.912 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.18} = 0.83 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ C'est vérifié.

- **Choix des armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min (\Phi_{1 \min}; h/35; b/10) \qquad \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

$$\Rightarrow \Phi_t \leq \min (8; 20/35; 10/10) = 0.57 \text{ cm}$$

Soit : $\Phi_t = 6 \text{ mm}$.

On choisi un étrier $\Phi_t \Rightarrow A_t = 2\Phi_6 = 0.57 \text{ cm}^2$.

➤ **L'espacement**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40\text{cm}) = 16.2\text{cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{0.57 \times 400}{10 \times 0.4} = 57\text{cm} \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{i28})} = 2.46\text{m} \end{array} \right. \qquad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

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

Avec $K = 1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple).

Soit : $St = 16 \text{ cm}$.

- **vérifications diverse**
 - **Vérification vis-à-vis de l'effort tranchant**
 - **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267.a. b. f_{c28}$.

Avec $a \leq 0.9.d = 0.162\text{m}$; soit : $a = 0.16 \text{ m}$

$V_u = 14.57\text{KN} \leq 0.267 \times 0.16 \times 0.1 \times 25 = 106.8\text{KN} \dots\dots\dots$ Vérifiée

- **Vérification des armatures longitudinales (A_l) à l'effort tranchant (V_u)**

L'appui intermédiaire

$$A_l \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} \times [14.912 - \frac{8.048}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -0.99\text{cm}^2 \Rightarrow A_l \geq -0.99\text{cm}^2$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (pas d'influence sur les A_l), aucune vérification à faire.

- **Au niveau de l'appui de rive**

$$A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{14.912 \times 10^{-3} \times 1.15}{400} = 0.42\text{cm}^2$$

$A_l \geq 0.42\text{cm}^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifié.

- **Vérification de la jonction table-nervure**

$$\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0.9 \times d \times h_0} = \frac{0.15 \times 14.912 \times 10^{-3}}{0.9 \times 18 \times 4} = 0.36\text{MPa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

b) $\tau_u < \overline{\tau_u} \dots\dots\dots$ C'est vérifiée.

- **Vérification des poutrelles à l'ELS**

Il y a lieu de vérifier :

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

➤ **Etat limite de compression du béton**

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

➤ **En travée :**

$$M_t^{\max} = 7.716 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.40 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.07 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -1.147 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$A' = 0$$

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

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

$$y = 0.0456 \text{ m} = 4.56 \text{ cm}$$

$$I = \frac{0.4}{3} (0.0456)^3 - (0.4 - 0.1) \frac{(0.0456 - 0.04)^3}{3} + 15 * 2.06 * 10^{-4} (0.18 - 0.0456)^2 \Rightarrow I = 6.87 * 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{7.716 * 10^{-3}}{6.87 * 10^{-5}} 0.0456$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 5.12 \text{ MPa} \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

Donc : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$

La fissuration est préjudiciable, alors on vérifie que σ_{bc} (σ_s est toujours vérifié)

➤ **En appuis intermédiaires**

$$M_{ser} = 5.765 \text{ KN.m}$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.40 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.57 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -3.29 \times 10^{-4}$$

$H < 0$ (alors l'axe neutre passe par la table de compression)

L'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow calcul de section en T

Vérification des contraintes :

$$y = 4.95 \text{ cm}$$

$$I = 5.196 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 2.96 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures** (Art B-6-3) [1].

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **Etat limite de déformation : BAEL91/Modifiées99 (Article B.6.5) [2].**

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

➤ **Evaluation de la flèche :**

Si l'une de ses conditions ci-dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\diamond \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\diamond \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{440} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \left(\frac{l}{500}\right) = \frac{440}{500} = 0.88cm$$

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).

➤ Evaluation des moments en travée

$q_{jser} = 0.40 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{gser} = 0.40 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.40 \times (G + Q)$: La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

➤ Propriété de la section

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.72 \text{ cm} .$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2$$

$$I_0 = \frac{40 \times 20^3}{12} + 15 \times 2.07 \times \left(18 - \frac{20}{2}\right)^2$$

$$I_0 = 15051 \text{ cm}^4 \text{ Moment d'inertie de la section totale (acier + béton)}$$

$$A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.07}{10 \times 18} = 0.0115$$

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

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \quad \dots\dots\dots \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ Mpa} \quad \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

• Contraintes

(σ_s) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

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

➤ Inerties fictives (I_f)

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

$$\text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$I_{fj} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{fg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{fp} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{fv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

➤ Evaluation des flèches

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ij}}} ; f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ig}}} ; f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{f_{ip}}} ; f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{f_{gv}}}$$

$$q_{jser} = 0.40 \times G = 0.40 \times (2.85 + 0.9) = 1.5 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.4 \times G = 0.40 \times 5.23 = 2.09 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.40 \times (G + Q) = 0.40 \times (5.23 + 1.5) = 2.69 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{1.5 \times 4.4^2}{8} = 2.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{2.09 \times 4.4^2}{8} = 3.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \times l^2}{8} = 0.75 \frac{2.69 \times 4.4^2}{8} = 4.9 \text{ KN.m}$$

$$y = 4.56 \text{ cm}$$

$$I_0 = 15051 \text{ cm}^4$$

$$I = 6.870 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$A_s = 2.07 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 0.0115$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.40}) \times 0.0115} = 3.32$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 3.32 = 1.32$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{2.7 \times (0.18 - 0.0456) \times 10^{-3}}{6870 \times 10^{-8}} = 79.8 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{3.7 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0456)}{6870 \times 10^{-8}} = 111.2 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{4.9 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0456)}{6870 \times 10^{-8}} = 143.13 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 79.8 + 2.1} = 0.36$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 111.2 + 2.1} = 0.49$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0115 \times 143.13 + 2.1} = 0.57$$

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times 15051}{1 + (3.32 \times 0.46)} = 7.5 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_{ig} = \frac{1.1 \times 15051}{1 + (3.32 \times 0.36)} = 6.3 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_{ip} = \frac{1.1 \times 15051}{1 + (3.32 \times 0.57)} = 5.12 \times 10^{-5} m^4$$

$$I_{vg} = \frac{1.1 \times 15051}{1 + (1.32 \times 0.665)} = 1.0024 \times 10^{-4} m^4$$

$$f_{ji} = \frac{2.7 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 7504.9 \times 10^{-8}} = 0.00216m$$

$$f_{gi} = \frac{6.58 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 6372 \times 10^{-8}} = 0.0036m$$

$$f_{pi} = \frac{8.46 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 32164.2 \times 5679.5 \times 10^{-8}} = 0.00512m$$

$$f_{vg} = \frac{6.58 \times 10^{-3} \times 4.4^2}{10 \times 10721.4 \times 100.24 \times 10^{-8}} = 0.0068m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.0068 - 0.00216 + 0.00512 - 0.0036 = 0.00614m$$

$$\Delta f = 0.614cm \geq f_{adm} = 0.88cm \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

- **ferraillage des autres types des poutrelles**

Le ferraillage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans les tableaux suivant

Tableau .III.27.Ferraillage des poutrelles

Ferraillage longitudinal								Ferraillage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix des section s
Etages courant +duplex	Travée	0.0578	0.0744	0.175	1.747	2HA10+HA8	0.87	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.0117	0.0147	0.178	0.35	HA8	0.217		
	App int	0.174	0.24	0.163	1.418	2HA10	0.217		
Terrasse inaccessible (RDC)	Travée	0.0364	0.046	0.176	1.77	2HA10+ 1HA8=2.07	1.41		
	App rive	0.0356	0.045	0.176	0.27	1HA8=0.5	0.22		
Terrasse inaccessible (niv 5)	Travée	0.059	0.076	0.174	1.81	2HA10+HA8=2.07	0.87		
	App rive	0.0119	0.0149	0.175	0.36	1HA8=0.5	0.21		
	App int	0.0475	0.06	0.176	1.42	2HA10=1.57	0.21		
Terrasse inaccessible	Travée	0.034	0.043	0.176	1.40	2HA10+HA8=2.07	0.87		
	App rive	0.0094	0.012	0.11	0.29	1HA8=0.5	0.21		
	App int	0.034	0.043	0.176	1.03	2HA10=1.57	0.21		

Vérification des armatures longitudinale au cisaillement :

Tableau .III.28.Vérification des armatures longitudinales

Types	INFLUENCE SUR LE BETON		INFLUENCE SUR LES ACIERS		JONCTION TABLE-NERVURE	VERIFICATION DE L'ADHERENCE
	$V_u \leq 0.267 .a.b_0 .f_{c28}$	$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A \geq \frac{\gamma_s . V_u}{f_e}$	$A_t \geq (V + \frac{M_u}{0.9d}) \frac{\gamma_s}{f_e}$	$\tau_u = \frac{V_u . b_1}{0.9d . b . h_0} \leq \bar{\tau}_u$	$\tau_{su} = \frac{V_u}{0.9d \times \sum U_i} \leq \bar{\tau}_{su}$
étage courant + duplex	14.57 ≤ 106.8	0.159 ≤ 3.25	0.5 ≥ 0.30	0.83 ≤ 3.25	0.708 ≤ 2.835
Terrasse inaccessible (RDC)	10.68 ≤ 106.8	0.159 ≤ 3.25	0.5 ≥ 0.30	0.24 ≤ 3.25	0.59 ≤ 2.835
Terrasse inaccessible (niv 5)	15.32 ≤ 106.8	0.185 ≤ 3.25	0.5 ≥ 0.44	0.35 ≤ 3.25	0.75 ≤ 2.835
Terrasse inaccessible	13.42 ≤ 106.8	0.186 ≤ 3.25	0.5 ≥ 0.38	0.32 ≤ 3.25	0.70 ≤ 2.835
Obs	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	Aucune vérification	vérifiée	vérifiée

• Vérification de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.195 \text{ MPa} ; E_v = \frac{1}{3} E_i = 10721.4 \text{ MPa}$$

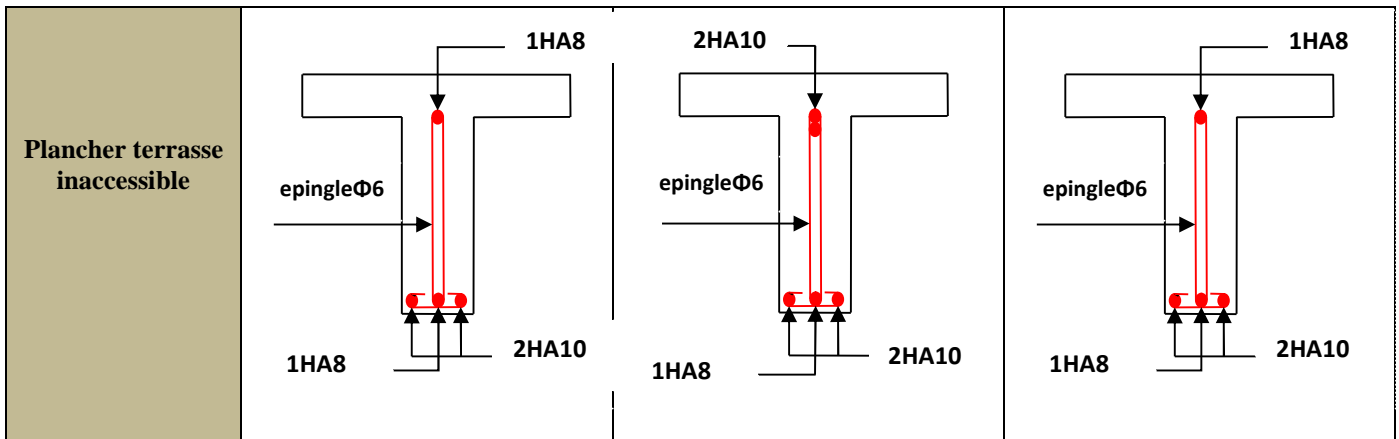
Les résultants de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .III.29.Vérification de la flèche

Etage	Terrasse inaccessible(rdc)			Terrasse inaccessible (niv5)			Terrasse inaccessible		
q_{ser} (KN/ml)	Q_{jser}	Q_{gser}	Q_{pser}	Q_{jser}	Q_{gser}	Q_{pser}	Q_{jser}	Q_{gser}	Q_{pser}
	1.63	2.23	2.83	1.63	2.23	2.83	1.63	2.23	2.83
M_{ser} (KN/ml)	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}	M_{jser}	M_{gser}	M_{pser}
	3.9	5.4	6.8	3.3	5.4	6.8	2.9	3.6	4.58
A (cm ²)	3.05			2.07			2.07		
L (m)	4.4			4.4			3.90		
Δf (cm)	0.69			0.74			0.4.43		
f _{adm} (cm)	0.88			0.88			0.78		
Obs	vérifiée			vérifiée			vérifiée		

• Schéma de ferrailage des poutrelles

Tableau .III .30. Schéma de ferrailage des poutrelles			
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher étage courant +duplex			
Plancher terrasse inaccessible (RDC)			
Plancher terrasse inaccessible (niv 5)			



• Ferrailage de la dalle de compression

On utilise des ronds lisses de nuance $f_e = 235\text{MPa}$

➤ Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.40}{235} = 0.68 (\text{cm}^2 / \text{ml}) \quad \text{Selon le CBA93 (B.6.8.4.2.3)}$$

➤ Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.34 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

$5\text{TS5/ml} = 0.98 \text{cm}^2$ perpendiculaires aux poutrelles $\rightarrow St = 20 \text{cm} \leq 20 \text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

On choisit :

$4\text{TS5/ml} = 0.79 \text{cm}^2$ parallèles aux poutrelles $\rightarrow St = 25 \text{cm} < 33 \text{cm} \dots \dots \dots$ condition vérifiée.

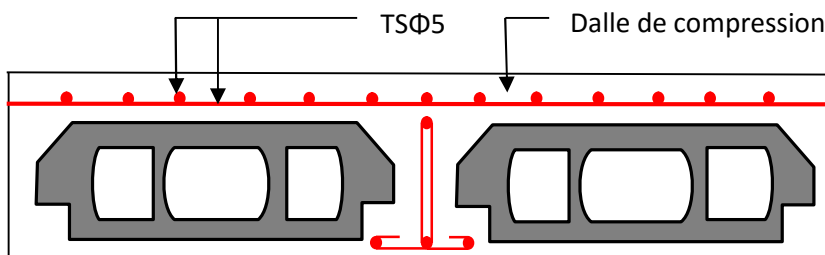


Figure.III.7. Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.2. Calculs des poutres de chaînage

III.2.1. Définition

C'est une ceinture en béton armé intégrée à l'ensemble des murs d'une construction pour les rendre solidaires à celle-ci.

III.2.2. Dimensionnement

On a : $L_{\max} = 4.53\text{m}$

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 30.2\text{cm} \leq h \leq 45.3\text{cm}$$

Soit : $h_f = 35\text{ cm}$

$$b = 30\text{ cm}$$

➤ Vérification

$h_f \geq 15\text{cm}$ vérifiée.

$b \geq \frac{2h}{3} = 23.33\text{cm}$ vérifiée.

➤ les sollicitations

La poutre de chaînage est considérée comme étant simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids propre du mur.

- Poids propre : $G_p = 25 \times 0.3 \times 0.35 = 2.62\text{KN/m}$.
 - Poids du mur : $G_M = 3.41 \times (3.06 - 0.35) = 9.24\text{ KN/m}$.
- Donc : $G = 11.86\text{KN/m}$.
- Charge dus ou planche : $G_{pl} = 9.31 \times 0.75 = 6.98$

$$P_u = 1.35 \times G + G_{pl} \Rightarrow P_u = 22.99\text{KN/m}$$

$$P_s = G + 0.75(5.79 + 1) = 16.95\text{KN/m}$$

• Calcul à l'E.L.U

$$M_0 = P_u \frac{L_{\max}^2}{8} \Rightarrow M_0 = 58.97\text{KN m}$$

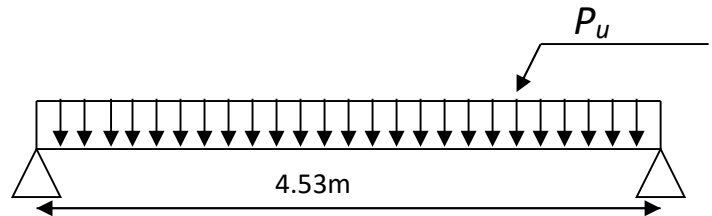


Figure III.8. Schéma statique du chaînage

$$M_t = 0.85M_0 = 50.12 \text{ KNm}$$

$$M_a = -0.5M_0 = -29.48 \text{ KNm}$$

➤ **Ferraillage de la poutre de chaînage en flexion simple**

$$b = 30 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} \quad d = 0.9h = 31.5 \text{ cm} \quad f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \quad f_{bu} = 14,2 \text{ Mpa} \quad f_{st} = 400 \text{ Mpa}$$

On résume les calculs dans le tableau ci après :

Tableau .III.31. Calcul des armatures principales						
Élément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flex}^{cal} (cm^2)$	$A_{adp} (cm^2)$
Travée	50.12	0.118	0.157	0.29	4.97	2HA14+HA16=5.09
Appui	-29.48	0.069	0.09	0.30	2.82	3HA12=3.39

➤ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.43 \text{ cm}^2$$

$A > A_{min}$ vérifiée.

➤ **Vérifications à l'ELU**

➤ **l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{ Avec : } V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 52.07 \text{ KNm}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{52.07 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.315} = 0.55 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_u} = \min [0.13 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$ vérifiée

➤ **calcul des armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{min} \right) = 10 \text{ mm}$$

Soit cadres T8 plus étriers T8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement**

$$St \leq \min \left\{ \begin{array}{l} (0.9d, 40cm) = 32.4cm \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0.4} = \frac{2.1 \times 400}{0.1 \times 0.4} = 210cm \\ \frac{A_t \times 0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3K \times f_{t28})} = 2.46m \end{array} \right. \quad \text{CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

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

Avec $K=1$ (pas de reprise de bétonnage, flexion simple).

Soit : $St=15cm$.

➤ **Vérifications à l'ELS**

État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

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

$$\frac{30 \times y^2}{2} + 15 \times 3.36 \times y - 15 \times 3.36 \times 31.5 = 0 \Rightarrow y = 12.09 \text{ cm}$$

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

$$I = \frac{30 \times (12.8)^3}{3} + 15 \times 3.36 \times (31.5 - 12.09)^2 \Rightarrow I = 48098.69 \text{ cm}^4$$

$$M_{ser} = \frac{(16.95) \times 4.53^2}{8} = 43.37 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

12.45MPa < 15 MPa Vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{cases}$$

$\frac{h}{L} = \frac{35}{453} = 0.077 > \frac{1}{16}$ La première condition est vérifiée.

$\frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.1 > \frac{h}{L} = 0.077$ La deuxième condition n'est pas vérifiée.

➤ **Evaluation des flèches**

$q_{jser} = 0.35 \times 8.32 = 2.80 \text{ KN} / m$

$q_{gser} = 0.35 \times 11.82 = 4.13 \text{ KN} / m$

$q_{pser} = 0.35 \times 12.82 = 4.48 \text{ KN} / m$

➤ **Calcul des flèches**

$f_{ig} = 0.00129 \text{ m} \quad ; \quad f_{ip} = 0.00145 \text{ m} \quad f_{gv} = 0.00282 \text{ m} \quad f_{ij} = 0.00069 \text{ m}$

$\Delta f = 0.00228 \leq f_{adm} = 0.0096 \text{ m}$ La flèche est vérifiée

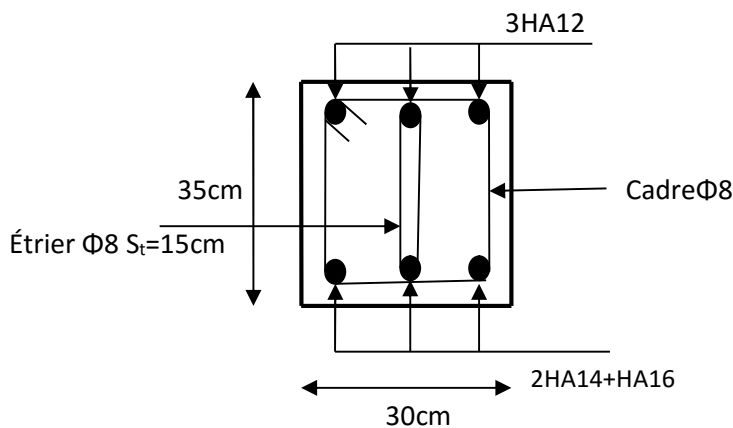


Figure.III.9. Ferrailage de la Poutre de chaînage

III.3. Escaliers

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations, et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul est mené par la méthode de résistance des matériaux.

III.3.1. Etude des différents types d'escaliers

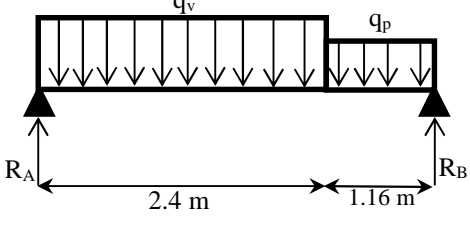
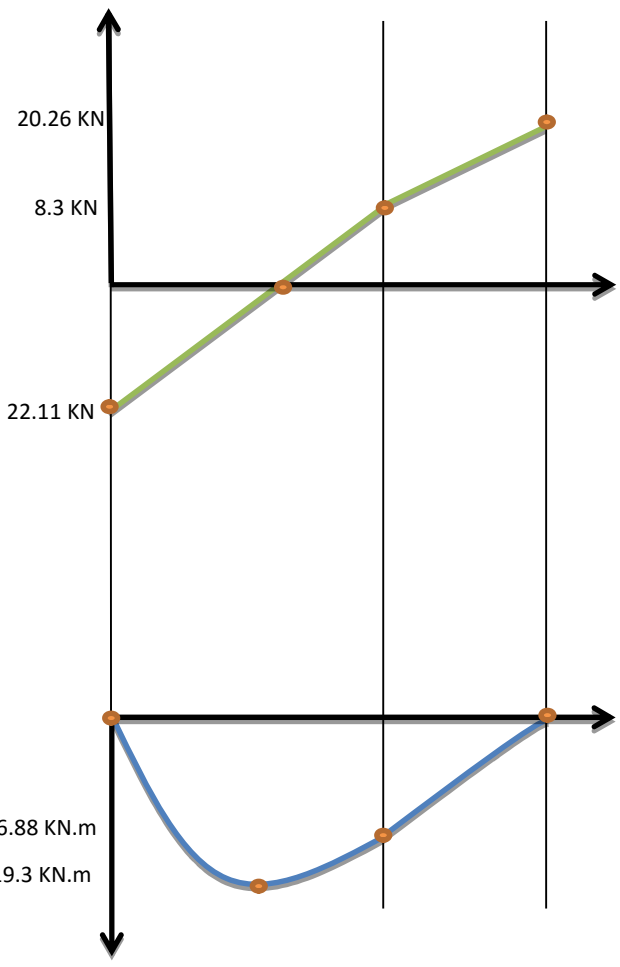
Tableau III.32. Sollicitations dans l'escalier de le RDC (Type 1) Volé 1	
Schéma statique	Diagrammes
 <p style="text-align: center;">ELU</p> <p>$q_p = 10.31 \text{ KN/ml.}$ $q_v = 12.67 \text{ KN/ml.}$</p>	
Réactions aux appuis	
$R_A = 22.11 \text{ KN.}$ $R_B = 20.26 \text{ KN.}$	
Sollicitations	
<p><u>Tronçon [0 – 2.4] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = -22.11 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 2.4, \begin{cases} V = 8.3 \text{ KN.} \\ M = 16.6 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $X = 1.75 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 19.3 \text{ KN.m}$	
<p><u>Trançon[0 – 1.2] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = 20.26 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.2, \begin{cases} V = 8.3 \text{ KN.} \\ M = 16.88 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
Sollicitation maximales	
$M^{max} = 19.3 \text{ KN.m}$ <u>En travée :</u> $M_t^u = 0.75 * M^{max} = 14.48 \text{ KN.m.}$ <u>En appuis :</u> $M_a^u = -0.5 * M^{max} = -9.65 \text{ KN.m}$ <u>Effort tranchant :</u> $V = 22.11 \text{ KN.m}$	

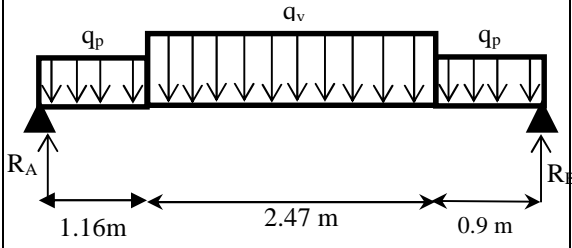
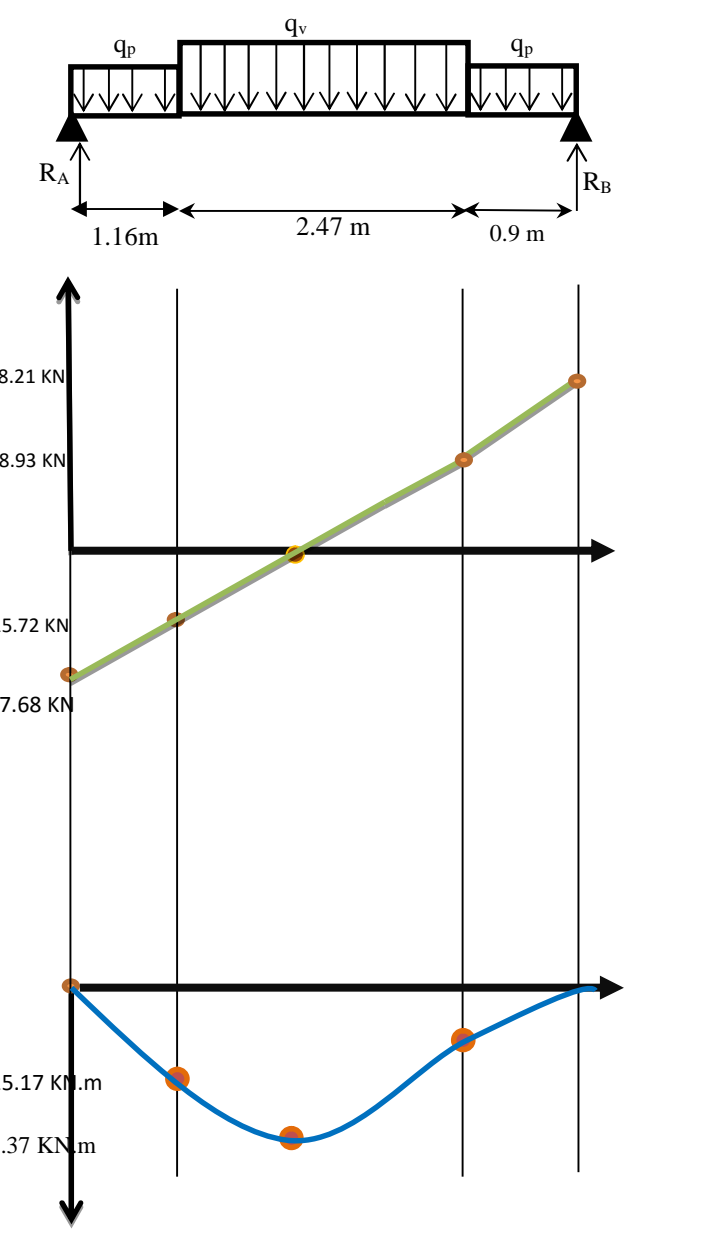
Tableau III.33. Sollicitations dans l'escalier de le RDC (Type 1) Volé 2	
Schéma statique	Diagrammes
	
ELU	
$q_p = 10.31 \text{ KN/ml.}$ $q_v = 14.03 \text{ KN/ml.}$	
Réactions aux appuis	
$R_A = 27.68 \text{ KN.}$ $R_B = 28.21 \text{ KN.}$	
Sollicitations	
<u>Tronçon [0 – 1.16] :</u> $x = 0, \quad \begin{cases} V = -27.68 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.16, \quad \begin{cases} V = -15.72 \text{ KN.} \\ M = 25.17 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
<u>Tronçon [1.16 - 2.4] :</u> $x = 1.16, \quad \begin{cases} V = -15.72 \text{ KN.} \\ M = 25.17 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 2.47, \quad \begin{cases} V = 18.93 \text{ KN.} \\ M = 21.20 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $X = 1.12\text{m} \Rightarrow M^{max} = 47.37 \text{ KN.m}$	
<u>Trançon[0 – 0.9] :</u> $x = 0, \quad \begin{cases} V = 28.21 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 0.9, \quad \begin{cases} V = 18.93 \text{ KN.} \\ M = 21.20 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
Sollicitation maximales	
$M^{max} = 47.37 \text{ KN.m}$ <u>En travée :</u> $M_t^u = 0.75 * M^{max} = 35.53 \text{ KN.m.}$ <u>En appuis :</u> $M_a^u = -0.5 * M^{max} = -23.69 \text{ KN.m}$ <u>Effort tranchant :</u> $V = 28.21 \text{ KN.m}$	

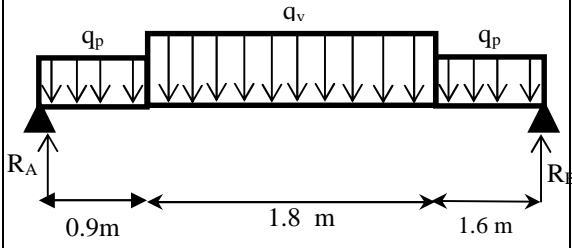
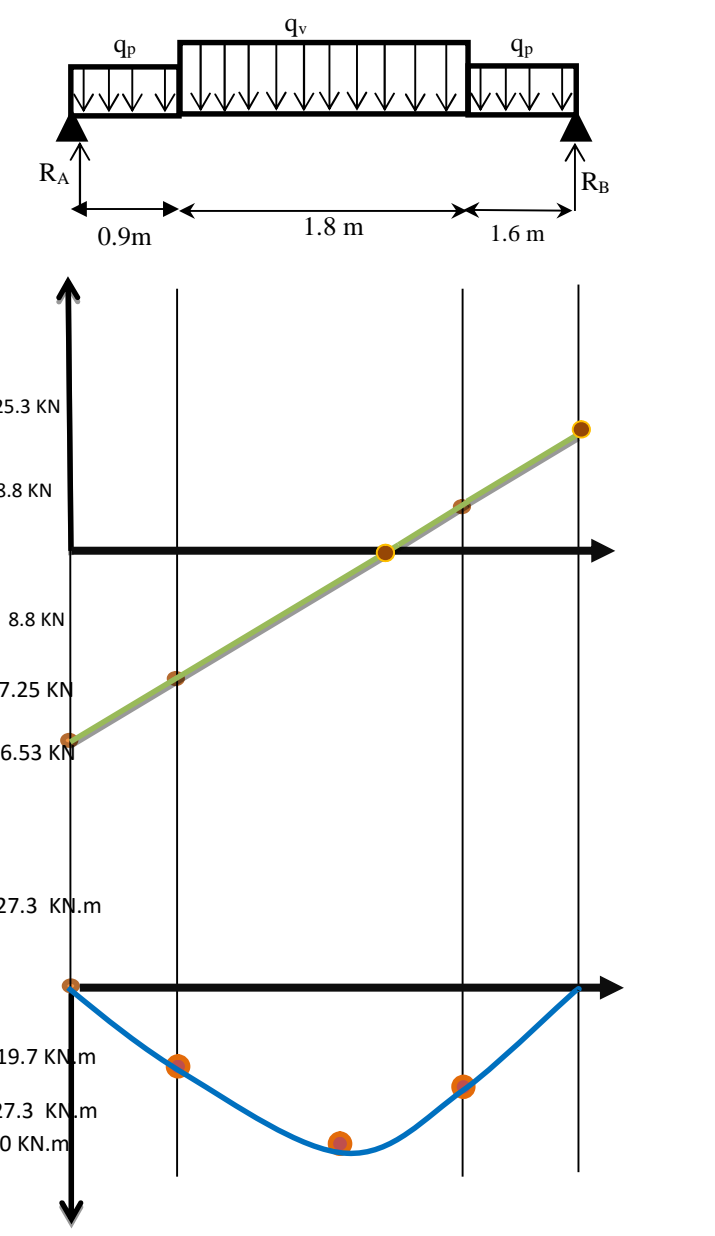
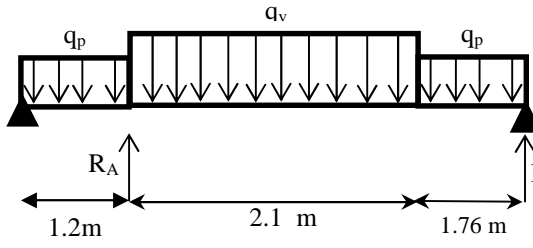
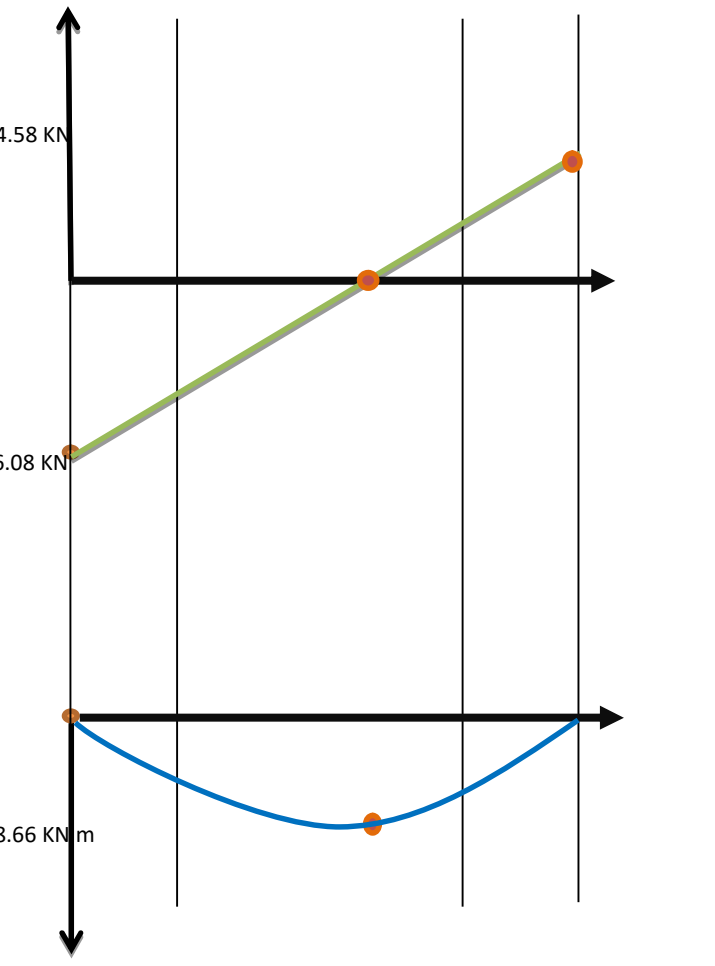
Tableau III.34. Sollicitations dans l'escalier de le RDC (Type 1) Volé 3	
Schéma statique	Diagrammes
 <p style="text-align: center;">ELU</p> <p>$q_p = 10.31 \text{ KN/ml.}$ $q_v = 14.47 \text{ KN/ml.}$</p>	
Réactions aux appuis	
$R_A = 26.53 \text{ KN.}$ $R_B = 25.3 \text{ KN.}$	
Sollicitations	
<p><u>Tronçon [0 - 0.9] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = -26.53 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 0.9, \begin{cases} V = -17.25 \text{ KN.} \\ M = 19.7 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
<p><u>Tronçon [0.9- 1.8] :</u></p> $x = 0.9, \begin{cases} V = -17.25 \text{ KN.} \\ M = 19.7 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.8, \begin{cases} V = 8.8 \text{ KN.} \\ M = 27.31 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $X = 1.192 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = 30 \text{ KN.m}$	
<p><u>Trançon[0 - 0.9] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = 25.3 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.6, \begin{cases} V = 8.8 \text{ KN.} \\ M = 27.3 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
Sollicitation maximales	
$M^{max} = 30 \text{ KN.m}$ <u>En travée :</u> $M_t^u = 0.75 * M^{max} = 22.5 \text{ KN.m.}$ <u>En appuis :</u> $M_a^u = -0.5 * M^{max} = -15 \text{ KN.m}$ <u>Effort tranchant :</u> $V = 26.53 \text{ KN.m}$	

Tableau III.35. Sollicitations dans l'escalier des étages courants (Type 2) Volé 1 et 2

Schéma statique	Diagrammes
 <p style="text-align: center;">ELU</p> <p>$q_p = 10.31 \text{ KN/ml.}$ $q_v = 15.14 \text{ KN/ml.}$</p>	
Réactions aux appuis	
$R_A = 36.08 \text{ KN.}$ $R_B = 24.58 \text{ KN.}$	
Sollicitations	
<p><u>Tronçon [0 – 1.2] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = -36.08 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.2, \begin{cases} V = 12.37 \text{ KN.} \\ M = 7.42 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
<p><u>Tronçon [0- 1.76] :</u></p> $x = 0, \begin{cases} V = 24.58 \text{ KN.} \\ M = 0 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 1.76, \begin{cases} V = 6.43 \text{ KN.} \\ M = 27.3 \text{ KN.m.} \end{cases}$	
<p><u>Trançon[1.76 – 2.1] :</u></p> $x = 1.76, \begin{cases} V = 6.43 \text{ KN.} \\ M = 27.3 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $x = 2.1, \begin{cases} V = -25.35 \text{ KN.} \\ M = 7.43 \text{ KN.m.} \end{cases}$ $X = 1.185 \text{ m} \Rightarrow M^{max} = -28.66 \text{ KN.m}$	
Sollicitation maximales	
$M^{max} = 28.66 \text{ KN.m}$ <u>En travée :</u> $M_t^u = 0.75 * M^{max} = 21.5 \text{ KN.m.}$ <u>En appuis :</u> $M_a^u = -0.5 * M^{max} = -14.33 \text{ KN.m}$ <u>Effort tranchant :</u> $V = 36.08 \text{ KN.m}$	

➤ Ferrailage

Tableau III.36. Ferrailage de l'escalier de le RDC (Type I) volé 2							
Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm^2/ml	$A_{choisie}$ cm^2/ml	A_r cm^2/ml	A_r cm^2/ml
RDC (Type I) Volé 2	Travée (St=25cm)						
	0.077	0.1	0.173	5.9	4HA14=6.16	1.54	4HA8=2.1
	Appuis (St=25cm)						
	0.051	0.065	0.175	3.89	4HA12=4.52	1.13	3HA8=1.51
$A_{min} = 1.56 cm^2/ml$							

♣ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 4MPa], FN$$

$$\tau_u = 0.157 MPa < \bar{\tau}_u = 3.25 MPa$$

Commentaire : pas risque de rupture par cisaillement.

♣ Vérification des contraintes

$$M_t^s = 25.51 KN.m, M_a^s = -17 KN.m, M_0^x = 34 KN.m$$

En travée :

Tableau III.37. Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,049 m$	$\sigma_b = 7.13 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$ vérifiée
$I = 1.98 \times 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 6.31 MPa$	
$\sigma_s = 253.04 MPa$	$\sigma_s = 253.04 MPa > \bar{\sigma}_s = 201.64 MPa$ Non vérifiée

Commentaire : il faut recalculer à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 3.9 \times 10^{-3} \\ \alpha = 0.109 \\ A_t = 7.29 cm^2/ml \end{array} \right. \Rightarrow \text{choix: } A_t = 5HA 14/ml = 7.7 cm^2/ml. St = 20 cm.$$

Tableau III.38. Revérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0,119 m$	$\sigma_b = 5.02 MPa < \bar{\sigma}_b = 15 MPa$
$I = 6.047 * 10^{-4} m^4$	
$\sigma_b = 5.02 MPa$	

Aux appuis :

Tableau III.39. Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0431 \text{ m}$	$\sigma_b = 5.35 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 1.37 \times 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5.35 \text{ MPa}$	
$\sigma_s = 254.81 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 254.81 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$ Non vérifiée

Commentaire : il faut recalculer à l'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 2.6 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.273 \\ A_a = 5.15 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_a = 5HA 12/\text{ml} = 5.65 \text{ cm}^2/\text{ml}. \text{St} = 20 \text{ cm}.$$

Tableau III.40. Révérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0,0474 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.19 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 1.85 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.19 \text{ MPa}$	

♣ Vérification de la flèche

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

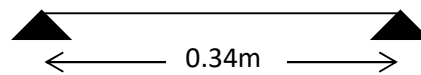
$$\begin{cases} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8m. \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{cases}$$

$\textcircled{1} h = 0.18 \text{ m} < 0.075(2.47 + 1.16 + 0.9) = 0.34m.$

La condition $\textcircled{1}$ n'est pas vérifiée, Donc, il faut vérifier la flèche.

On a :
$$f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases}$$

$$\Delta f \leq f_{admissible}$$



✓ f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)

✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

✓ f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).

- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$$M_{ser} = M_{max} = 47.37 \text{ KN.m}$$

$$f = \frac{M_{max,ser} \cdot L^2}{10EI} = \frac{47.37 \times 4.53^2 \times 10^{-3}}{10 \times 32164,2 \times 6.66 \times 10^{-4}} = 0,00454 \text{ m} = 0,454 \text{ cm.}$$

On a une portée inférieure à 5 m donc : $\bar{f} = \frac{453}{500}$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{453}{500} = 0,906 \text{ cm} > f = 0.378 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{la flèche est vérifiée.}$$

♦ Evaluation des charges

P : L'ensemble des charges permanentes et d'exploitations :

$$P_{ps} = 7.36 \times 1,00 = 7.36 \text{ KN/ml.}$$

$$P_{vs} = 10.11 \times 1,00 = 11.92 \text{ KN/ml.}$$

g : L'ensemble des charges permanentes :

$$g_{ps} = 4.86 \text{ KN/ml.}$$

$$g_{vs} = 7.61 \text{ KN/ml.}$$

J : Charge permanente appliquée au moment de la mise en œuvre des revêtements :

$$J_{ps} = 3.5 \text{ KN/ml.}$$

$$J_{vs} = 6.15 \text{ KN/ml.}$$

♦ Calcul des moments

1) sous P :

$$M_{P,ser} = M_{max} = 34 \text{ KN.m}$$

$$M_{iP} = 0,85 \times 34 = 28.9 \text{ KN.m}$$

2) sous g :

$$M_{g,ser} = M_{max} = 15.17 \text{ KN.m}$$

$$M_{tg} = 0,85 \times 15.17 = 12.89 \text{ KN.m}$$

3) sous J :

$$M_{Jser} = M_{\max} = 16.69 \text{ KN.m}$$

$$M_{tj} = 0,85 \times 165.69 = 14.1865 \text{ KN.m}$$

♦ **Position de l'axe neutre**

$$y = \frac{15A_s}{b} \left(\sqrt{1 + \frac{b \cdot d \cdot A_s}{7,5A_s^2}} - 1 \right) = \frac{15 \times 7.29}{100} \left(\sqrt{1 + \frac{100 \times 18 \times 7.29}{7,5 \times 7.29^2}} - 1 \right) = 5.28 \text{ cm.}$$

♦ **Calcul du moment d'inertie de la section**

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \left[A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2 \right] = \frac{100 \times 5.28^3}{3} + 15 \times \left[7.29 \times (18 - 5.28)^2 + 0 \right]$$

$$\Rightarrow I = 22599.25 \text{ cm}^4.$$

♦ **Calcul de l'inertie de la section totale homogène**

$$I_o = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d'' \right)^2 + A'_s \left(\frac{h}{2} - d' \right)^2 \right] = \frac{100 \times 20^3}{12} + 15 \times \left[7.29 \times \left(\frac{20}{2} - 2 \right)^2 \right]$$

$$\Rightarrow I_o = 73665.07 \text{ cm}^4.$$

♦ **Calcul des contraintes**

$$\sigma_{SP} = 15 \frac{M_{iP}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{28.9 \times 10^3}{22599.25} \times (18 - 5.28) = 244 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{Sg} = 15 \frac{M_{tg}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{12.84 \times 10^3}{22599.25} \times (18 - 5.28) = 108.40 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{SJ} = 15 \frac{M_{tj}}{I} (d - y) = 15 \times \frac{14.187 \times 10^3}{22599.25} \times (18 - 5.28) = 11.998 \text{ MPa.}$$

♦ **Calcul de λ_i et λ_v :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \left(2 + 3 \frac{b_o}{b} \right)} \text{ Avec: } \rho = \frac{A_s}{b_o \times d}$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_o \times d} \Rightarrow \rho = \frac{7.29}{100 \times 18} = 0,00405$$

$$\Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,00405 \times 5} = 5.185.$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.08.$$

$$\mu_{sJ} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sJ} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00405 \times 11.998 + 2,1} = -0.60 < 0 \Rightarrow \mu_{sJ} = 0.$$

$$\mu_{sg} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00405 \times 108.40 + 2,1} = 0,047$$

$$\mu_{sP} = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \cdot \rho \cdot \sigma_{sP} + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,00405 \times 244 + 2,1} = 0.39$$

♦ Calcul de l'inertie fissurée

$$I_{fJ} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sJ}} = \frac{1,1 \times 73665.07}{1 + 5.185 \times 0} = 81031.58.$$

$$I_{fP} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sP}} = \frac{1,1 \times 73665.07}{1 + 5,67 \times 0.39} = 25233.26$$

$$I_{fg} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_i \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 73665.07}{1 + 5.185 \times 0,047} = 65153.9.$$

$$I_{fgV} = \frac{1,1 \cdot I_o}{1 + \lambda_v \cdot \mu_{sg}} = \frac{1,1 \times 73665.07}{1 + 2.08 \times 0,047} = 73815.38$$

♦ Calcul des flèches

$$E_i = 11000 \sqrt{f_{c28}} = 32164,2 \text{ MPa et } E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ MPa.}$$

$$f_{Ji} = \frac{M_{tJ} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fJ}} = \frac{14.69 \times 4.53^2}{10 \times 32164,2 \times 81031.58 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 0,0012 \text{ cm.}$$

$$f_{Pi} = \frac{M_{tP} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fP}} = \frac{28.9 \times 4.53^2}{10 \times 32164,2 \times 25233.26 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 0.0073 \text{ cm.}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{tg} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fg}} = \frac{12.89 \times 4.53^2}{10 \times 32164,2 \times 65153.9 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 0.0013 \text{ cm.}$$

$$f_{gV} = \frac{M_{lg} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fgV}} = \frac{12.89 \times 4.53^2}{10 \times 10721,4 \times 73815.38 \times 10^{-8}} \times 10^{-3} = 0.0334 \text{ cm.}$$

$$\Delta f = 0,0334 - 0,0012 + 0,0013 - 0,0073 = 0,33\text{cm} \leq \bar{f} = 0,906 \text{ cm.}$$

⇒ la flèche est vérifiée.

Tableau III.41. Ferrailage de l'escalier de le RDC (Type I) volé 2

Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm ² /ml	$A_{choisie}$ cm ² /ml	A_r cm ² /ml	A_r cm ² /ml
RDC (Type I) Volé 1	Travée (St=25cm)						
	0.0521	0.0670	0.1362	3.06	4HA12=4.52	0.85	2HA8=1.01
	Appuis (St=25cm)						
	0.0348	0.0442	0.1375	2.02	4HA10=3.16	0.59	2HA8=1.01
$A_{min} = 1.69/ml$							
Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm ² /ml	$A_{choisie}$ cm ² /ml	A_r cm ² /ml	A_r cm ² /ml
RDC (Type I) Volé 3	Travée (St=25cm)						
	0.0049	0.0061	0.1796	0.36	4HA12=4.52	0.85	2HA8=1.01
	Appuis (St=25cm)						
	0.0033	0.0041	0.1797	0.24	4HA12=4.52	0.85	3HA8=1.51
$A_{min} = 2.17\text{cm}^2/ml$							
Nature	μ_{bu}	α	z	$A_{calculée}$ cm ² /ml	$A_{choisie}$ cm ² /ml	A_r cm ² /ml	A_r cm ² /ml
Etage courants (Type II) Volé 1 et 2	Travée (St=25cm)						
	0.0047	0.0059	0.1796	0.344	4HA12=4.52	0.85	2HA8=1.01
	Appuis (St=25cm)						
	0.0033	0.0041	0.1797	0.24	4HA12=4.52	0.85	2HA8=1.01
$A_{min} = 2.2 \text{ cm}^2/ml$							

Tableau III.42. Vérification des contraintes

Nature	Type	M _{ser} (kN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MP)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MP)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
RDC volé 1	Travée	14.21	3.4	3127.8	7.7	15	289.4	201.6	NV
	Appuis	9.48	2.9	3186.8	5.8	15	268.9	201.6	NV
RDC Volé 3	travée	14.71	4	7857.3	5	15	222	201.6	NV
	Appuis	9.8	4	7857.3	1.7	15	92	201.6	OK
Etage courants Volé 1 et 2	Travée	15.46	4.3	10271.7	4.3	15	207.4	201.6	NV
	Appuis	10.3	4.3	10271.7	1.5	15	93	201.6	OK

Tableau III.43. Revérification des contraintes

Nature	Type	β 10^{-3}	α	A_a Cm^2	A_{choisi} Cm^2	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	observation
RDC volé 1	Travée	4.89	0.38	6.72	5HA14 7.7	6.3	15	OK
	Appuis	3.26	0.31	4.37	4HA12 4.52	5.1	15	OK
RDC Volé 3	travée	2.85	0.29	6.73	5HA14 7.7	4.1	15	OK
	Appuis	/	/	/	4HA12 4.52	/	/	OK
Etages courants Volé 1 et 2	Travée	2.37	0.27	7.02	5HA14 7.70	3.5	15	OK
	Appuis	/	/	/	4HA12 4.52	/	/	OK

Tableau III.44. Vérification de la flèche

Nature	RDC volé 1	RDC volé 3	Etages courants volé 1 et 2
$M_{jser}(KN.m)$	8.48	10.46	15.46
$M_{gser}(KN.m)$	8.86	13	12.15
$M_{pser}(KN.m)$	16.10	16.67	17.52
$I (cm^4)$	10266.4	12392.5	24509.4
$I_0 (cm^4)$	25754.17	54259.5	74058.67
λ_i	3.9	5.19	5.84
λ_v	1.56	2.08	2.34
$\sigma_{sj}(MPa)$	81.9	149.92	213.46
$\sigma_{sg}(MPa)$	85.57	186.33	167.76
$\sigma_{sp}(MPa)$	155.49	238.93	241.9
μ_j	0.05	0.18	0.29
μ_g	0.07	0.28	0.18

μ_p	0.32	0.38	0.34
$I_{ji}(\text{cm}^4)$	9450.24	70515.85	10009
$I_{gi}(\text{cm}^4)$	8871.2	55597.5	13143.7
$I_{pi}(\text{cm}^4)$	5023.6	45889.2	9030.13
$I_{gv}(\text{cm}^4)$	25540.56	37718.31	59272.8
f_{ji} (mm)	3	0.85	1.3
f_{gi} (mm)	3.9	0.92	1.5
f_{pi} (mm)	3.6	1.4	7.5
f_{gv} (mm)	4.1	6	4.9
Δf (mm)	0.8	5.63	9.6
f_{adm} (mm)	7.12	8.6	11.2
Observations	vérifier	Vérifier	Vérifier

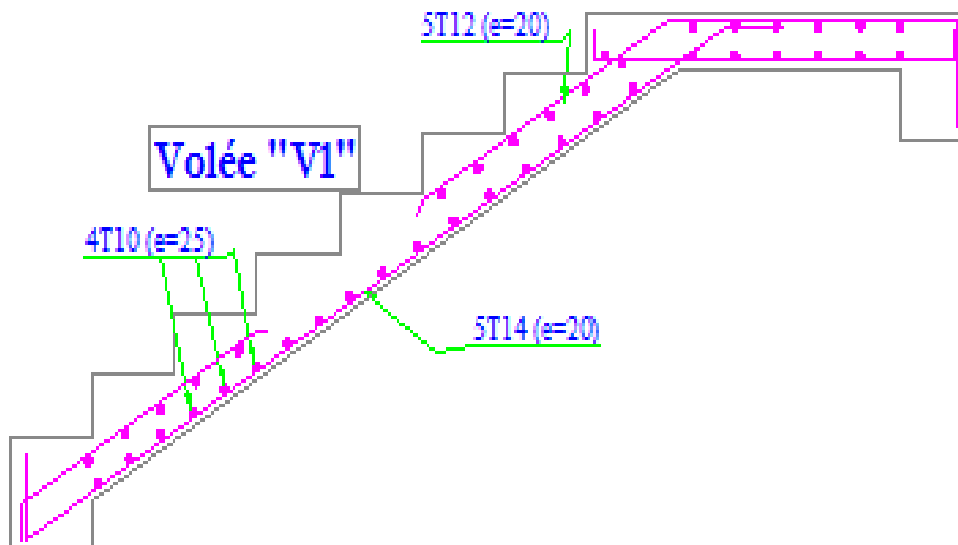


Figure.III.10. Ferrailage de la volée 1 d'escalier de RDC (type 1).

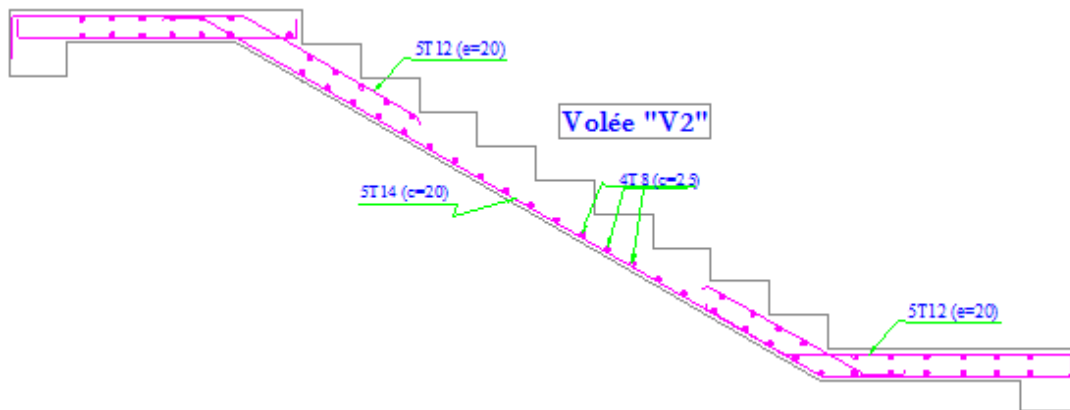


Figure.III.11. Ferrailage de la volée 2 d'escalier de RDC (type 1).

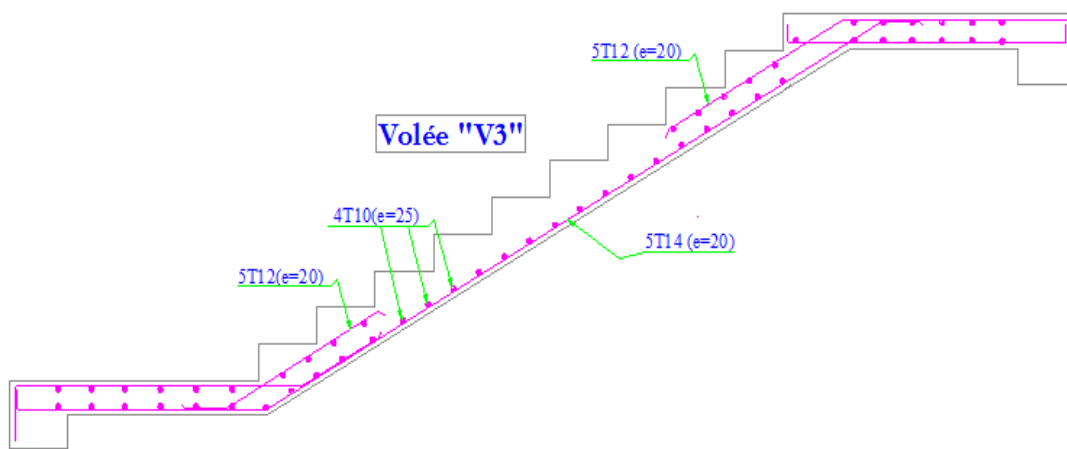


Figure.III.12. Ferrailage de la volée 3 d'escalier de RDC (type 1).

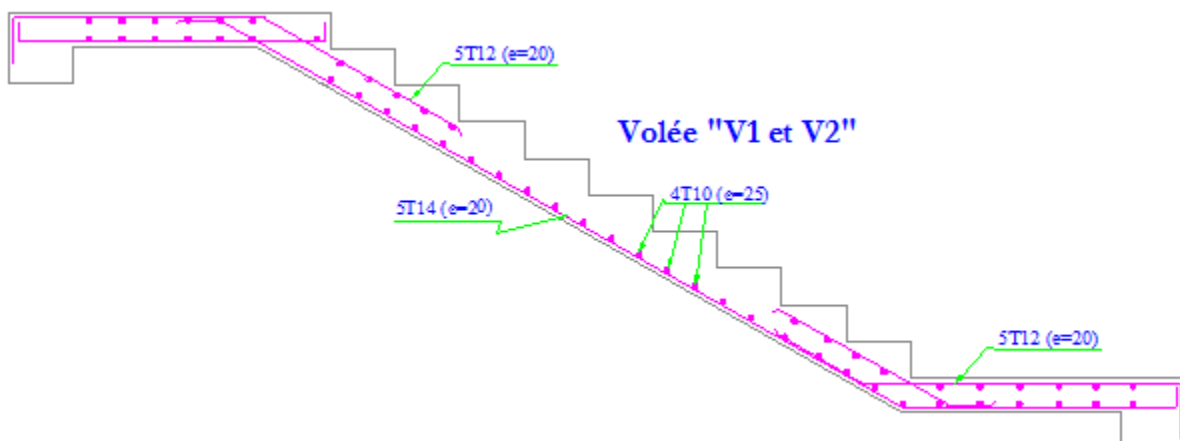


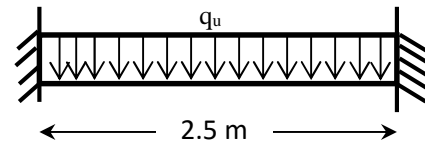
Figure.III.13. Ferrailage des volées 1 et 2 d'escalier des étages courants (type 2).

III.4. Poutre palière

Notre poutre palière est une poutre partiellement encasté sur deux poteaux, servant d'appui aux paliers.

Elle reprend les charges suivantes :

- ✓ Son poids propre.
- ✓ Réactions du palier.
- ✓ Poids propre de la maçonnerie (s'il y en a).



III.4.1. Dimensionnement

1- Selon la condition de rigidité

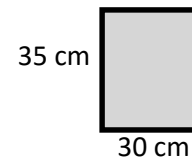
$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{250}{15} \leq h \leq \frac{250}{10} \Rightarrow 16.67 \text{ cm} \leq h \leq 25 \text{ cm}$$

$$\text{Alors, } \begin{cases} h = 25 \text{ cm.} \\ b = 25 \text{ cm} \end{cases}$$

2- Vérification des conditions du RPA 99 version 2003

$$\begin{cases} b = 25 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \\ h = 25 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1 < 4 \end{cases} \quad \text{Conditions non vérifié}$$

$$\text{Donc soit } \begin{cases} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$$



III.4.2. Calcul de la poutre palière

• Charge revenant à la poutre palière

- ✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 0.35 \times 0.30 \times 25 = 2.625 \text{ KN/ml.}$
- ✓ Charge revenant à l'escalier : $\begin{cases} ELU: 36.08 \text{ KN/ml.} \\ ELS: 27.14 \text{ KN/ml.} \end{cases}$
- ✓ Charge due au mur : $G_{\text{mur}} = 5.36 \text{ KN/ml.}$

$$\text{Alors, } \begin{cases} q_u = 1.35 \times (2.625 + 5.36) + 36.08 = 46.87 \text{ KN/ml.} \\ q_s = 2.625 + 5.36 + 27.14 = 35.13 \text{ KN/ml.} \end{cases}$$

• Sollicitations

$$M_t^{\text{max}} = \frac{q_u * l^2}{24}, \quad V^{\text{max}} = \frac{q_u * l}{2}; \quad M_a^{\text{max}} = \frac{q_u * l^2}{12};$$

Tableau.45. Les sollicitations dans la poutre palière vis à vis la flexion.

	Qu (KN)	Mt(KN.m)	Ma(KN.m)	Vu(KN)
ELU	46.87	12.20	24.41	58.58
ELS	35.13	9.15	18.3	43.9

➤ **Ferraillage à la flexion simple**

• **Armature longitudinale**

Tableau III.46. calcul des sections de Ferraillage en travée

Calculs	Conclusions
$M_u = 12.2 \text{ KN.m}$	Condition de non fragilité : $A_s = 1.06 \text{ cm}^2$ $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19 \text{ cm}^2$ Non vérifiée
$\mu_{bu} = 0.026 < 0,186 \text{ (pivot A)}, \epsilon_s = 10^\circ \%$	
$\mu_{bu} = 0.026 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0.033$	
$z = 0,33 \text{ m}$	

Tableau III.47. calcul des sections de Ferraillage aux appuis

Calculs	Conclusions
$M_u = 24.41 \text{ KN.m}$	Condition de non fragilité : $A_s = 2.18 \text{ cm}^2$ $A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.19 \text{ cm}^2$ Vérifiée
$\mu_{bu} = 0.0527 < 0,186 \text{ (pivot A)}, \epsilon_s = 10^\circ \%$	
$\mu_{bu} = 0.0527 < \mu_l = 0,3916$	
$\alpha = 0,0678$	
$z = 0,32 \text{ m}$	

• **Armature Transversale**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e \Rightarrow A_t \geq 0.6 \text{ cm}^2$$

Avec $S_t = 20 \text{ cm}$

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b * d} = 0.59 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right) = 3.34 \text{ MPa}, \text{ FPN}$$

• **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis**

$$V^{max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}, \quad a = 0.9 * d$$

$$\Rightarrow V^{max} = 58.58 \text{ KN} \leq 594.47 \text{ KN.}$$

Commentaire : la bielle est vérifiée.

➤ **Ferraillage à la torsion**

On définit « Ω », l'aire de torsion, par une section

Creuse à mi- épaisseur « e » tel que :

$$\Omega = (b - e) \times (h - e), e = b/6.$$

Donc, $e = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = 750 \text{ cm}^2$.

On définit « μ » comme étant le périmètre de « Ω » :

$$\mu = 2[(b - e) + (h - e)] \Rightarrow \mu = 110 \text{ cm}.$$

✓ Le moment de torsion à prendre est le moment de l'escalier à l'appui

$$M_{tor} = 23.69 \times \frac{2.5}{2} = 29.6 \text{ KN.m}$$

➤ **Armature longitudinale et transversale**

$$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{A_l \times f_e}{\mu \times \gamma_s} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega}$$

➤ **Armature longitudinale**

$$A_l = \frac{M_{tor} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{29.6 \times 10^{-3} \times 110 \times 10^{-2} \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400}$$

$$A_l = 6.24 \text{ cm}^2$$

➤ **Armature transversale**

$$A_t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{29.6 \times 10^{-3} \times 0.2 \times 1.15}{2 \times 750 \times 10^{-4} \times 400}$$

$$A_t = 1.14 \text{ cm}^2$$

• **Contrainte de cisaillement**

$$\tau_u = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = 3.95 \text{ MPa}.$$

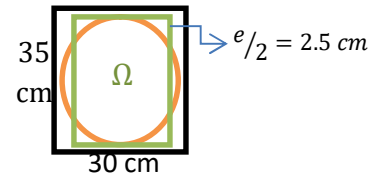


Figure III.14 : Section considérée dans le calcul de torsion

Note : La section d'armature totale sera calculée en (flexion simple + torsion), elle est donnée dans le tableau ci-dessous :

Tableau.III.48. Section d'armature de calcul en flexion simple et en torsion			
	Flexion simple		Torsion
	Travée	appuis	
Moment (KN.m)	12.2	24.41	29.6
Armature longitudinale (cm²)	1.19	2.18	6.24
Armature transversale (cm²)	0.6		1.14
Contrainte de cisaillement (MPa)	0.59		3.95

Tableau.III.49. Section d'armature en travée et aux appuis

	Flexion simple		Torsion	A _{Total}		A _{opté}	
	Travée	appuis		Travée	appuis	Travée	appuis
	Armature longitudinale (cm ²)	1.19	2.18				
Armature transversale (cm ²)	0.6		1.14	0.6+1.74 =1.74		4φ ₈ = 2.01cm ²	

$$A_{min} = 0.5\%(b * h) = 5.25 \text{ cm}^2 < A = A_t + A_a = 12.32 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau = \sqrt{\tau_{flexion} + \tau_{torsion}} = 3.22 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa.}$$

- Vérification des contraintes

$$M_t^{ser} = 9.15 \text{ KN.m}$$

Tableau.III.50. Vérification des contraintes en travée	
Calculs	Vérifications
$y = 0.115 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.8 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 5.8 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 1.8 \text{ MPa}$	

$$M_a^{ser} = 18.3 \text{ KN.m}$$

Tableau III.51. Vérification des contraintes aux appuis	
Calculs	Vérifications
$y = 0.0115 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.248 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$ Vérifiée
$I = 5.8 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 4.62 \text{ MPa}$	

- Vérification de la flèche

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \textcircled{1} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 * M_0} \right) l \right], l \leq 8 \text{ m.} \\ \textcircled{2} A_t \leq \frac{4.2 * b * d}{f_e} \end{array} \right.$$

① $h = 0.35 \text{ m} > 0.1(2.5) = 0.25 \text{ m.}$

② $A_t = 6.16 \text{ cm}^2 < 10.4 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée

Note : Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

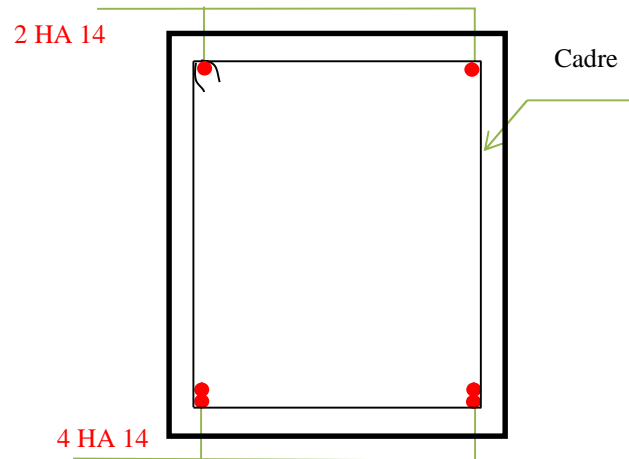


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière

III.5. Étude de l'acrotère

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

III.5.1. Hypothèses de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire.

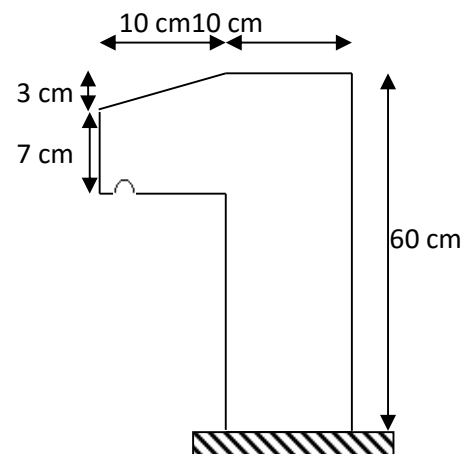


Figure III.16. Acrotère

III.5.2. Évaluation des charges et surcharges

➤ Verticales

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0685	1.7125	0.36	2.085	1

➤ Horizontales : (dues au séisme).

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \quad \text{D'après le RPA99, l'acrotère est soumis}$$

F_p : Une force horizontale due au séisme

✓ **A** : Coefficient d'accélération de zone, obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

✓ **C_p** : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1 du RPA99**).

✓ **W_p** : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas :

- Groupe d'usage 2.
- Zone II_a (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,08 \text{ KN / ml.} \end{cases}$$

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,08 \Rightarrow F_p = 1 \text{ KN}$$

Donc :

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.5.3. Calcul des sollicitations

A. Calcul du centre de pression

$$x_c = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, \quad y_c = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

A.N:

$$x_c = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,07 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + 0,5 \times 0,1 \times 0,03 \times (0,1 + 0,1/3)}{0,0685}$$

$$x_c = 0,0616 \text{ m}$$

$$y_c = 0,327 \text{ m}$$

B. Moment engendré par les efforts normaux

$$N_G = 2,085 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1 \text{ KN / ml} \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m.}$$

$$F_p = 1 \text{ KN} \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 1 \times 0,327 \Rightarrow M_{F_p} = 0,327 \text{ KN.m.}$$

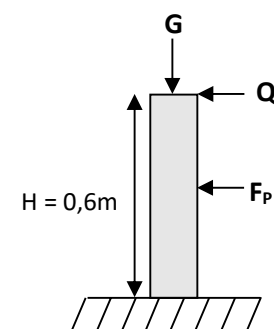


Figure III.17 : Les Sollicitations sur l'acrotère

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.53. Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	RPA 99/2003	ELU	ELS
	G + Q + F _P	1,35 × G + 1,5 × Q	G+Q
N (KN)	2.085	2.81	2,085
M (KN)	0.927	0,9	0,6

III.5.4. Calcul de l'excentricité

$$\left. \begin{aligned}
 e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44 \text{ m} \\
 \frac{H}{6} &= 0.016 \text{ m}
 \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

E₂ : Excentricité additionnelle.

e₂ = e₁ + e_a ; Tel que e_a : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant e₁ : application des excentricités additionnelles).

$$e_a = \max(2\text{cm}; \frac{l}{250}) = \max(2\text{cm}; \frac{60}{250}) = 2\text{cm}$$

$$d'où : e_2 = 0.44 + 0.02 = 0.46\text{m}$$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e₃) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

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

φ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.864\text{cm.}$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864\text{cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2.085 \text{ KN} \quad \text{et} \quad M_U = N_U \times e_t = 2.085 \times 0.46864 = 0,98 \text{ KN}.$$

III.5.5. Ferrailage

A. ELU

$$h = 10 \text{ cm}; \quad d = 8 \text{ cm}; \quad b = 100 \text{ cm}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à la

flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

- ✓ M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.
- ✓ M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature

$$\Rightarrow M_{uA} = 0,98 + 2,085 \times (0,08 - \frac{0,1}{2}) = 1,042 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{1,042 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,0114 < \mu_t = 0,392 \rightarrow (F_e E 400)$$

d'où : $A's = 0$.

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,0143$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,0795$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{1,042 \times 10^{-3}}{0,0795 \times 348} = 0,3766 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,3766 \times 10^{-4} - \frac{2,085 \times 10^{-3}}{348} = 0,3166 \text{ cm}^2$$

- **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_s \Rightarrow$ on adopte $A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_s / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ } \emptyset 6 (1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml}).$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/4 = 15 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0.13 \times f_{c28}, 4\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(3.25, 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 3.5\text{Mpa}$$

$$V_u = 1.5 \times (F_{P+Q}) = 1,5 \times 2 = 3\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{3 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,0375\text{MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \text{ La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.6 = 7.54\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{3000}{0.9 \times 0.08 \times 7.54 \times 10^{-2}} = 0.552\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

B. ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m ;}$$

D'après le **BAEL 91**, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

✓ **Position de l'axe neutre**

$$C = d - e_A ;$$

Tel que e_1 : distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.085} = 0.2877\text{m} < h/2 = 0.3\text{m}$$

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077\text{m} (C < 0 \text{ et } y_c > 0) \longrightarrow C \text{ à l'extérieur de la section.}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \times \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times \frac{90 \times A_s}{b}$$

$$\begin{cases} P = -3 \times 0.2077^2 + (0.08 - 0.2077) \times \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = -0.1297 \text{ m}^2 \\ q = -3 \times 0.2077^3 + (0.08 - 0.2077)^2 \times \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} = 0.0164 \text{ m}^3 \end{cases}$$

Par itération $y_c = 0.25\text{m}$. Donc, $y=0.0423\text{m}$

✓ **Calcul des contraintes**

$$\mu_t = \frac{b}{2} y^2 - 15A(d - y) = 7.81 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} \times y = 0.113 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} \times (d - y) = 1.5 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

III.5.6. Schéma de Ferrailage

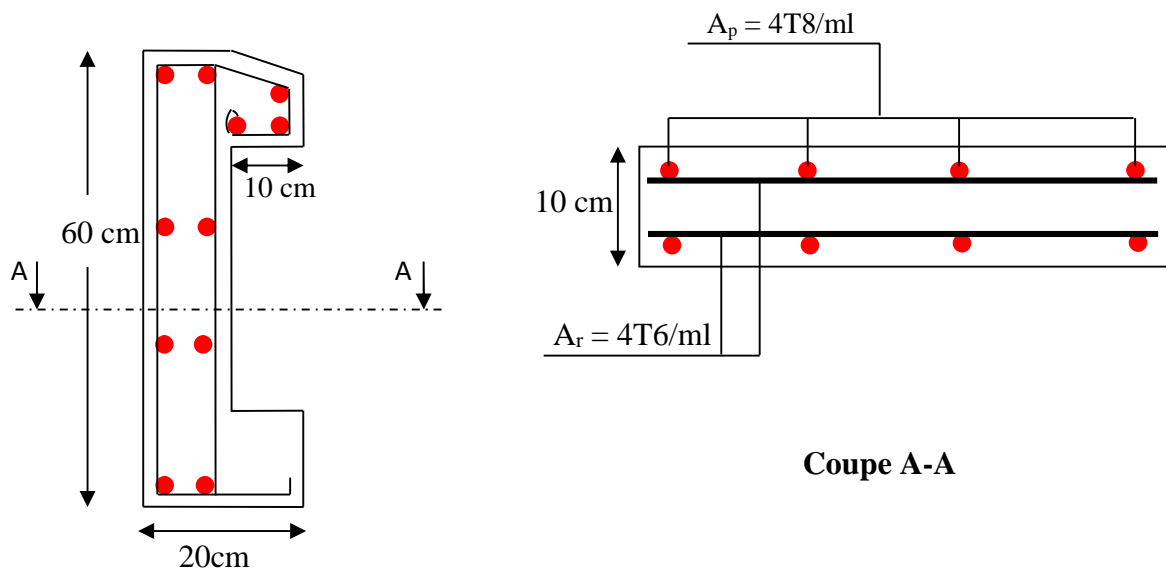


Figure III.18. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.6. Ascenseur

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction.

III.6.1. Description de l'ascenseur

- ❖ **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- ❖ **Gaine** : Volume dans lequel se déplace la cabine, le contre poids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- ❖ **Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- ❖ **Cuvette** : Partie de la gaine située en contre - bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- ❖ **Hauteur libre** : Partie de la gaine située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- ❖ **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.8.2. Caractéristiques de l'ascenseur

Annexe (4)

➤ Nombre de passagers

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_r = 110\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 90\text{KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 43\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{perssonnes}} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse

III.6.3. Etude de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a: $L_x = 150\text{cm}$, $L_y = 150\text{cm} \Rightarrow S = 1.50 * 1.50 = 2.25\text{m}^2$

Soit alors son épaisseur est **e=20cm**.

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

$G_1 = 25 * 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 * 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2$$

$$G = \frac{F_c}{S} = \frac{90}{2.25} = 40 \text{ KN/m}^2$$

$$G_{total} = G + G' = 6.1 + 40 = 46.1 \text{ KN/m}^2 \quad \text{Et} \quad Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

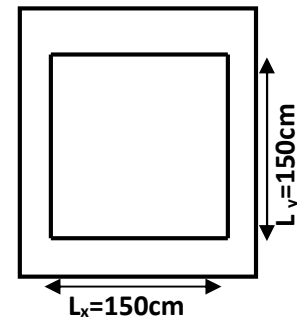


Figure III.19. Les dimensions de l'ascenseur.

A. Cas de charge répartie

• **A l'ELU**

✓ **Calcul les sollicitations**

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 \times 46.1 + 1.5 \times 1 = 63.73 \text{ KN}$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

➤ **Calcul les sollicitations à ELU**

$$M_x^0 = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 0.0368 \times 63.73 \times 1.5^2 = 5.28 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y \times M_x^0 = 1 \times 5.28 = 5.28 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul les moments réelles**

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 5.28 = 4.49 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 5.28 = 4.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.4 * M_x^0 = -0.4 * 5.28 = -2.11 \text{ KN.m}$$

▪ **Calcul du ferrailage**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 17.4\text{cm}$ et $d_y = 16.2\text{cm}$ Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.54. Ferrailage de la dalle de l'ascenseur

Sens		M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{cal} \geq A_{min}$ (cm ² /ml)
Travée	x-x	4.49	0,0104	0,013	0,1731	0.75	1,6	4 T10=3,14
	y-y	4.49	0,0120	0,0151	0,161	0.8	1,6	4 T10=3,14
Appui	x-x	2.11	0,00085	0,00106	0,174	0,35	1,6	4 T10=3,14

-Espacement des armatures

Armatures // L_x : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 \text{ h}, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$

Armatures // L_y : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 \text{ h}, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$

-Vérification au cisaillement

$$V_u = \frac{q_u L_x}{2} = \frac{63.73 \times 2,10}{2} = 47.8 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} = \frac{47.8 \times 10^{-3}}{1 \times 0,174} = 0,28 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa.}$$

- à l'ELS

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.

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

$$q_s = G_{tot} + Q = 46.1 + 1 = 47,1 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

d'après l'Annexe 1

-Calcul des moments réels

$$\text{Sens x-x'} : M_0^x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0,0441 \times 38,73 \times (2,1)^2 = 4.67 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y'} : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 1 \times 4.67 = 4.67 \text{ KN.m}$$

-Correction des moments

$$\text{En travée : Sens x-x'} : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 3.97 \text{ KN.m}$$

Sens y-y' : $M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 3.97 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0,3M_0^x = -1.4 \text{ KN.m}$

-Vérification des contraintes

$A_x = A_y = 3,14 \text{ cm}^2$, $b = 100 \text{ cm}$, $d = 17,4 \text{ cm}$, $y = 3.60 \text{ cm}$, $I = 10524,91 \text{ cm}^4$

Calcul de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A_s') \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A_s') = 0$

Calcul de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A_s' \times (y - d')^2]$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.55. Vérification des contraintes						
Localisation		M _{ser} (kN.m)	A (cm ²)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	observation
Travée	Sens x-x	3.97	3.14	3.6	1.36	vérifier
	Sens y-y	3.97	3.14	3.46	1.53	vérifier
Appui		-1.4	3.14	3.6	0.49	vérifier

B. Cas d'une charge concentrée

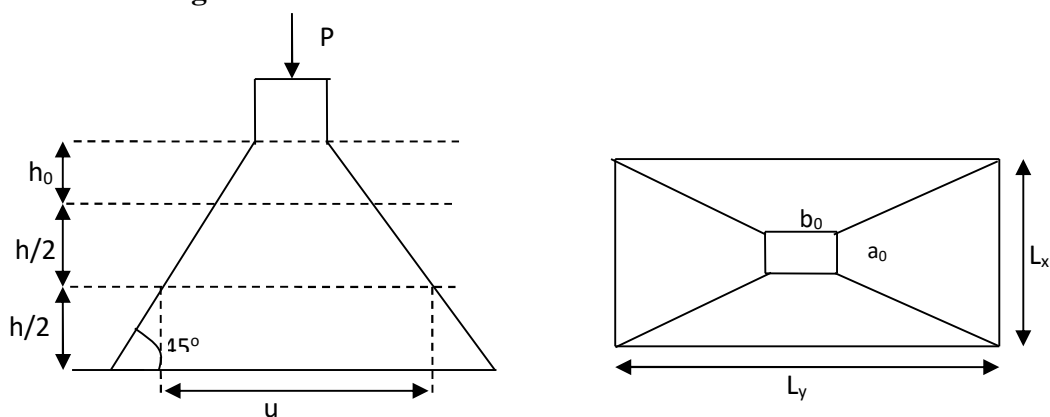


Fig. III.20. L'ascenseur

La charge P qui s'applique sur la dalle est une surcharge d'impact ($a_0 \times b_0$) agit sur une aire (u.v.).

On calcule le rectangle d'impact (u. v).

$u = a_0 + h_0 + 2\xi h$

$v = b_0 + h_0 + 2\xi h$ Avec : a_0 et u : dimension // à L_x

b_0 et v : dimension // à L_y ($a_0 \times b_0$) surface du chargement de la charge concentrée

h : Epaisseur du revêtement,

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé $\xi = 1$),

$(a_0 \times b_0) = (80 \times 80) \text{ cm}^2$

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm} \end{cases}$$

Calcul les moments selon le BAEL 91

$$M_x = (M_1 + v M_2) q$$

$$M_y = (M_2 + v M_1) q \quad , \quad v : \text{coefficient de poisson} \quad \text{donc : } \begin{cases} v = 0 \text{ à l' ELU} \\ v = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2 : sont des valeurs lues à partir des tables de **PIGEAUD**

- à ELU

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{150}{150} = 1 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle porte dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \frac{u}{L_x} = \frac{110}{150} = 0.73 \\ \frac{v}{L_y} = \frac{110}{150} = 0.73 \end{cases}$$

On se réfère à l'abaque **PIGEAU (annexe2)** on trouve $M_1 = 0,072$, $M_2 = 0,057$

Evaluation des moments $> M_{x1}$ et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$M_{x1} = p_u \times M_1$$

$$M_{y1} = p_u \times M_2$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 43 + 15 + 6,3 = 64,3 \text{ KN}$

$$P_u = 1,35 \times g = 1,35 \times 64,3 = 86,805 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = 4.63 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 3.67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments dus aux poids propre de la dalle à l'ELU

$$q_u = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.74 \text{ KN}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.81 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.81 \text{ KN.m}$$

μ_x et μ_y sont donnée par l'Annexe 1

$$\mu_x = 0.0368, \mu_y = 1$$

La superposition des moments

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.63 + 0.81 = 5.44 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 3.67 + 0.81 = 4.48 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une longueur unité avec $h = 20 \text{ cm}$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0.85 \times 5.44 = 4.63 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0.85 \times 4.48 = 3.81 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0.3 \times 5.44 = -1.63 \text{ KN.m}$$

Les résultats de ferrailages sont résumés dans le tableau suivant

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ²)	A_a calculé (cm ²)	A_t adopté (cm ²)	A_a adopté (cm ²)
Sens x-x	5.44	1.63	1,6	1.6	4HA10=3,14	4HA10=3,14
Sens y-y	4.48	1.63	1,6	1.6	4HA10=3,14	4HA10=3,14

Vérification à l'ELU**Vérification au non poinçonnement**

La condition de non poinçonnement est vérifier si :

$$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h f_{c28}}{\gamma_b}$$

Q_u : Charge de calcul à l' ELU

$$U_c = 2 \times (u+v) = 2 \times (110+110) = 440 \text{ cm}$$

p_u : Charge de calcul à l'état limite.

h : L'épaisseur totale de la dalle

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$P_u = 86,58 \text{ KN} < \frac{0.045 \times 4.40 \times 0.2 \times 25 \times 10^3}{1.5} = 660 \text{ KN} \text{ Condition Vérifier}$$

Pas risque de poinçonnement.

Vérification de la contrainte tangentielle

$$\tau_u = \frac{V_u}{b d} < \bar{\tau} = 0,1 f_{c28} = 2,5 \text{ MPa}$$

L'effort tranchant max au voisinage de la charge

$$u = v \Rightarrow \text{au milieu de } u : V_u = \frac{P_u}{2u + v} = \frac{P_u}{3u_c} = 6.56 \text{ KN}$$

$$\text{Au milieu de } v : V_u = \frac{P_u}{2v + u} = \frac{P_u}{3v} = 6.56 \text{ KN}$$

$$\text{Et on a : } \tau_u = \frac{V_u}{b d} = 0,0377 < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\delta_b} f_{c28} = 1,17 \text{ Mpa} \Rightarrow \text{(ya pas risque de cisaillement)}$$

-Espacement des barres

Sens x-x' : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$.

Sens y-y' : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$.

-Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage :

$$q_{ser} = g = 64,3 \text{ KN.}$$

$$M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + \nu M_2) = 64,3 \times (0,072 + 0,2 \times 0,087) = 5,75 \text{ KN.m}$$

$$M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + \nu M_1) = 64,3 \times (0,08 + 0,2 \times 0,1) = 6,52 \text{ KN.m}$$

Les moments dus aux poids propre de la dalle

$$Q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}^2$$

$$M_{x2} = \mu_x q_s L_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0,0441 \times 7.1 \times 2.1^2 = 0.7 \text{ KN.m}$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2} = 0.1 \times 0.7 = 0.07 \text{ KN.m}$$

La superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont :

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.75 + 0.7 = 6.45 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 6.52 + 0.07 = 6.59 \text{ KN.m}$$

Moment en travées

$$M_t^x = 0.85 \times M_x = 0,85 \times 6.45 = 5.48 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_y = 0,85 \times 6.59 = 5.60 \text{ KN.m}$$

Moment en appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_x = -0,3 \times 5.48 = -1.65 \text{ KN.m}$$

Vérification de contrainte

Sens x-x'

$$b = 100 \text{ cm}; d = 17.4 \text{ cm}; y = 3.6 \text{ cm}; I = 10524,92 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 1.87 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ c'est vérifier}$$

Sens y-y'

$$b = 100 \text{ cm}; d = 16,2 \text{ cm}; y = 2,81 \text{ cm}; I = 4055,07 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = 2.15 \text{ Mpa} \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \text{ c'est vérifier}$$

-Etat limite d'ouverture des fissures

La FPN \Rightarrow pas de vérification de la contrainte dans l'acier.

Donc aucune vérification à faire

-Vérification de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.11 > \frac{3}{80} = 0.0375 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{1.5} = 0.133 > \frac{M_{tx}}{20 * M_x} = 0.0425 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.11 > \frac{M_{ty}}{20 * M_y} = 0.04 \end{array} \right.$$

25

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

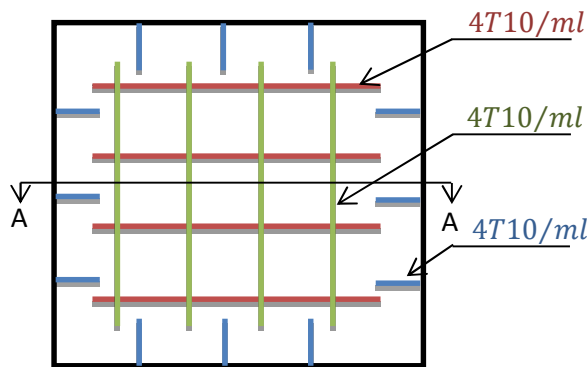


Figure III.21 Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

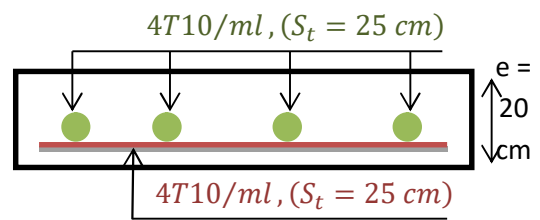


Figure III.22. Coupe A-A détail de ferrailage.

IV.1. Introduction

Un séisme peut prendre naissance en profondeur, lorsque les forces de tension accumulées dépassent un certain seuil, qui est fonction de la nature des matériaux considérés, et en particulier de leur limite d'élasticité.

Il est caractérisé par un point de rupture, appelé hypocentre, situé à une profondeur variable ; on parle de séisme superficiel pour une profondeur de foyer inférieure à 100 km, et de séisme profond pour une profondeur de foyer supérieure à 300 km ; cette profondeur n'est pratiquement jamais supérieure à 700 km.

En surface, les séismes se manifestent par des effets destructeurs variés, qui sont principalement fonction de leur intensité, ils peuvent être à l'origine de vastes dislocations, appelées « failles ».

Selon le *RPA99/ version 2003 (Art 3. 4. A. 1. a)*, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à *l'article (3. 4. A. 1. a)* du *RPA99/ version 2003*, la structure sera en contreventement mixte (voiles et portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

Dans cette étude On fait appel à un modèle mathématique de calcul à base des éléments finis qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser, on utilisant le logiciel *SAP2000 version.14.2.2*.

IV.2. Objectifs et exigences

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situations non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction des structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en évidence de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

Dans le cas particulier de notre projet, les objectifs sont les suivants :

- Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dans l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'**ELU**).
- Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'**ELS**). Cet objectif vise les structures à plusieurs étages pour les quels leur stabilité doit être assurée à l'**ELS**.

IV.3. Méthodes de calcul

Les règles parasismiques (*RPA99 version2003*) offrent trois méthodes de calcul :

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

Pour ce qui est de notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas réunis, car elle est irrégulière en plan et en élévation, elle se situe en zone IIa et appartient au groupe d'usage 2. Selon les exigences du *RPA99/version2003*, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, avec calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (*RPA99/version2003 article 4.3.6*).

IV.4. Analyse sismique de la structure

La méthode retenue pour l'analyse du comportement sismique de notre structure est la méthode d'analyse modale spectrale.

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour les quelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non- conforme aux conditions exigées par le *RPA 99/version2003* pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Pour mener à bien la méthode de calcul par analyse modale spectrale le calcul de la force sismique totale est demandé. Ainsi l'effort tranchant à la base est calculé par la méthode statique équivalente.

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont similaires à ceux de l'action sismique.

IV.4.1. Estimation de la période fondamentale de la structure

La période empirique peut être calculée de deux manières :

$$1- T_1 = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.4).}$$

$$2- T_2 = \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}}$$

$$\text{Avec : } T = 1.3 \times \min(T_1; T_2)$$

h_N : La hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau

$$\Rightarrow h_N = 33.62 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow C_T = 0.05 \quad \text{RPA (tableau 4.6)}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

On prend la plus petite valeur pour T .

D'où : $T_1 = 0.70\text{s}$.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \text{sens (X): } D = 16.74 \text{ m} & \text{donc: } T_2 = 0.74\text{s.} \\ \text{sens (Y): } D = 17.07\text{m} & \text{donc : } T_2 = 0.73\text{s.} \end{array} \right.$$

$$T_{Sx} = \min(0.74, 0.70) = 0.70\text{s}$$

$$T_{Sy} = \min(0.73, 0.70) = 0.70\text{s}$$

IV.4.2. Calcul de la force sismique totale

Tout bâtiment sera conçu et construit de telle sorte qu’il résiste à la force sismique totale V appliquées à la base, et qui doit être calculée successivement dans deux directions horizontale et orthogonale selon la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \qquad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec :

A : Coefficient d’accélération de la zone, dépend du groupe d’usage de la structure et de la zone sismique. (RPA tableau 4.1)

Dans notre cas : $\begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{Zone sismique : IIa} \end{cases} \quad A = 0,15$

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est on fonction du système de contreventement. Il est donné dans le tableau 4.3 (RPA99/version2003).

Dans notre cas on à un Contreventement mixte $\Rightarrow R = 5$

Q : facteur de qualité.

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$. RPA 99 (Article .4.2.3).

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q.				
Critère Q	Valeurs de p_q (x)		Valeurs de p_q (y)	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation		0.5		0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	

Donc : $Q_x = Q_y = 1.2$

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

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le tableau 4.7 (RPA99/version 2003).

$$\text{(Site S3)} \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.50 \text{ s} \end{cases}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \quad \text{RPA 99 (Art .4.2.3).}$$

Avec : ξ est le pourcentage (%) d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages, voir tableau (4,2 , RPA99/V2003).

On a un contreventement mixte :

Construction auto stable $\rightarrow \xi = 7\%$.

RPA (Article 4.2.3)

Contreventement par voiles $\rightarrow \xi = 10\%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \begin{cases} \xi = 8.5\% \\ \eta = 0.82 \end{cases}$

T : Est la période fondamentale de la structure, tel que : $\begin{cases} T_{Sx} = 0.70s \\ T_{Sy} = 0.70s \end{cases}$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{Sx} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sx}} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.5}{0.70} \right)^{2/3} \quad donc: D_x = 1.634$$

$$T_2 = 0.5s \leq T_{Sy} \leq 3s \quad d'ou \quad 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T_{Sy}} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.82 \left(\frac{0.5}{0.70} \right)^{2/3} \quad donc: D_y = 1.634$$

W : Poids total de la structure

$$W_x = W_y = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi}) \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et celles des équipements fixes éventuels solidaires de la structure.

W_Q : Surcharge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donnée par le *tableau (4.5 RPA99)*,

Bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta = 0.2$

$$W = 33905 \quad \text{KN}$$

$$\text{sensX: } V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.634 \times 1.2}{5} \times 33905$$

$$\text{sensY: } V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W = \frac{0.15 \times 1.634 \times 1.2}{5} \times 33905$$

$$\begin{cases} V_x = 1994.48 \text{ KN} \\ V_y = 1994.48 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.4. 3.Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tout les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable. Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

a. Principe

Il est recherché par cette méthode 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 suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article .4.2.3).}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

η : Facteur de correction d'amortissement.

R : coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

Pour notre étude le spectre de réponse est donné par le logiciel (**spectre**), le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

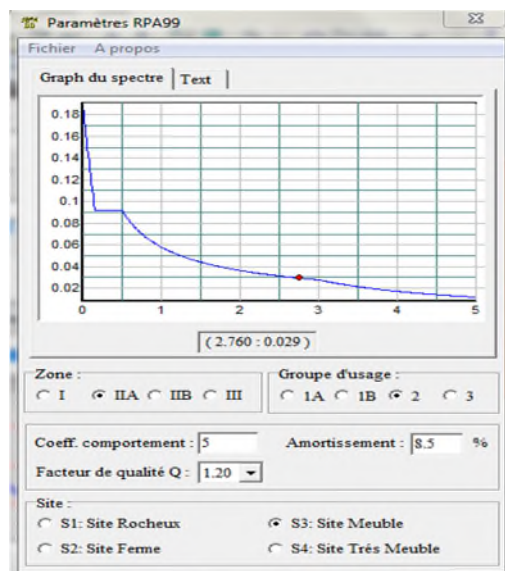


Fig IV.1 .Spectre de réponse

b. les hypothèses

1. les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
2. seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. le nombre des modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.
4. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

IV.4. 4. Description de logiciel SAP 2000

Notre structure sera modélisé grâce au logiciel SAP2000 version 14.2.2, Ce dernier est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et charpente métallique.

Le post-processeur graphique disponible et facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

Lors de la modélisation on doit déterminer les caractéristiques géométriques de la structure pour les faire introduire aux niveaux des nœuds maitres.

➤ Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification de la longueur et l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représente ci-dessous.

Cette disposition nous a permit d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du *RPA99 /2003*.

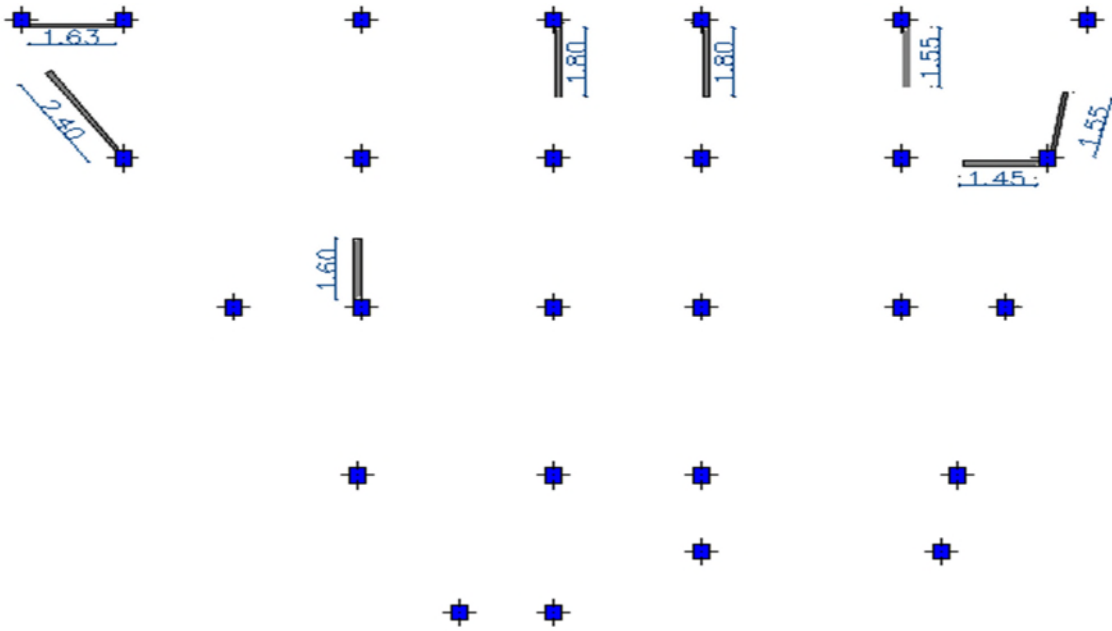
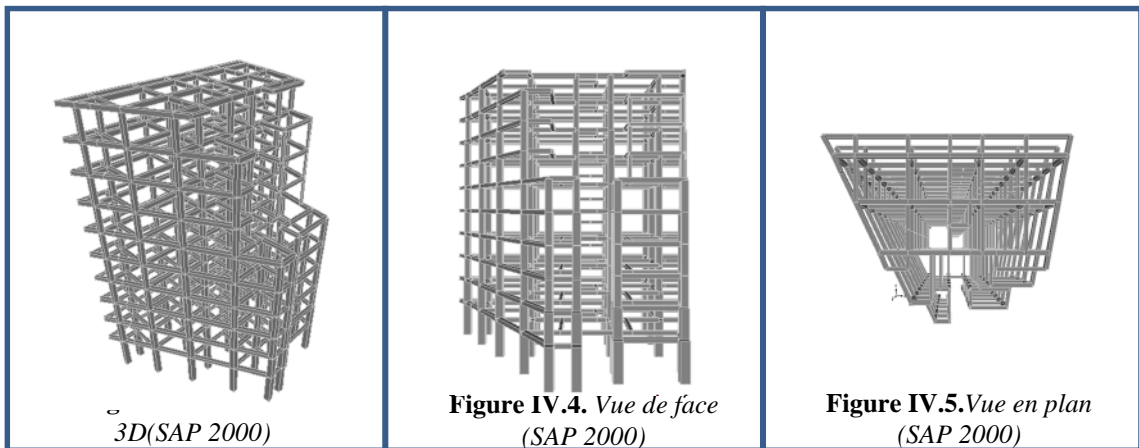


Figure IV. 2.disposition des voiles



3D(SAP 2000)

Figure IV.4. Vue de face (SAP 2000)

Figure IV.5.Vue en plan (SAP 2000)

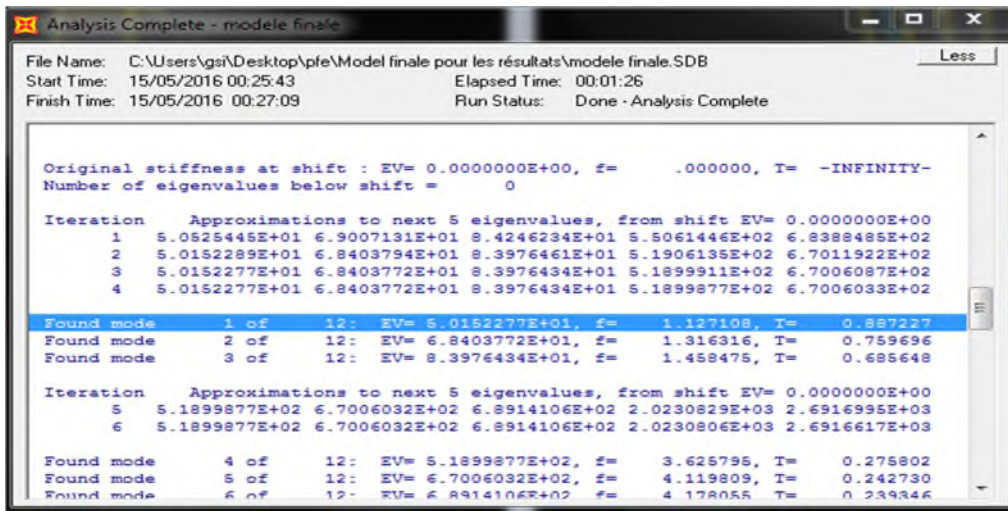


Figure IV.6.Périodes des modes.

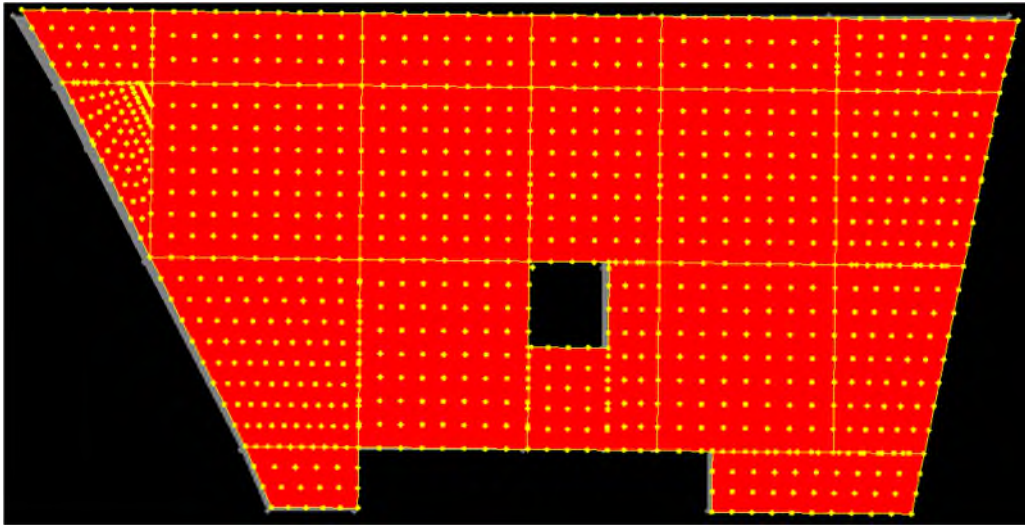
✓ **Mode (1) :**

Figure IV.7. *premier mode de déformation (translation suivant xx) ($T=0.887s$)*

Analyse des résultats : la participation modale du premier mode suivant (x) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T=0.887s$) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ($T=0.9s$).

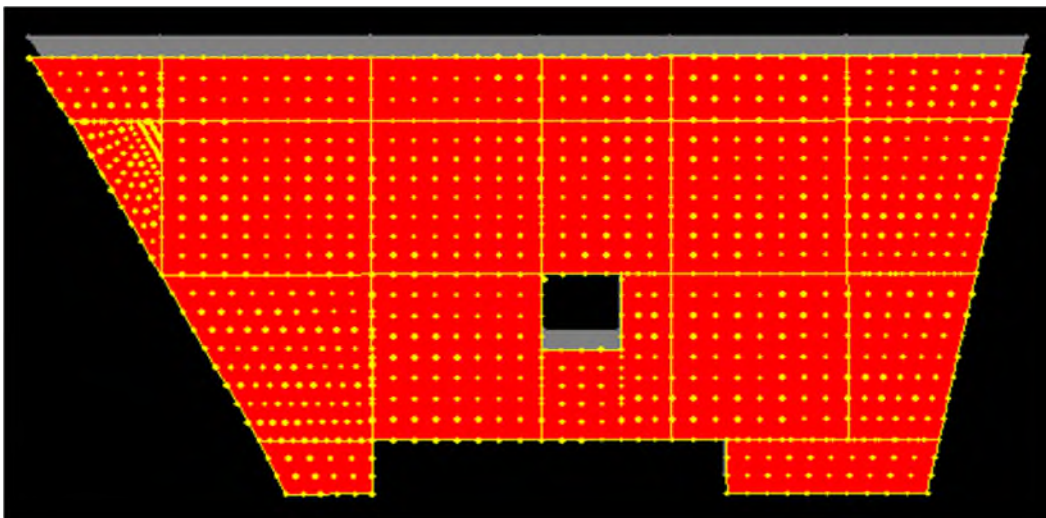
✓ **Mode (2) :**

Figure IV.8.: *deuxième mode de déformation (translation suivant y) ($T=0.759 s$)*

Analyse des résultats : la participation modale du deuxième mode suivant (y) est prépondérante, un mode de translation suivant cette direction.

On remarque aussi que la période fondamentale de vibration ($T=0.759 s$) est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorées de 30%. ($T=0.9 s$).

✓ Mode (3) :

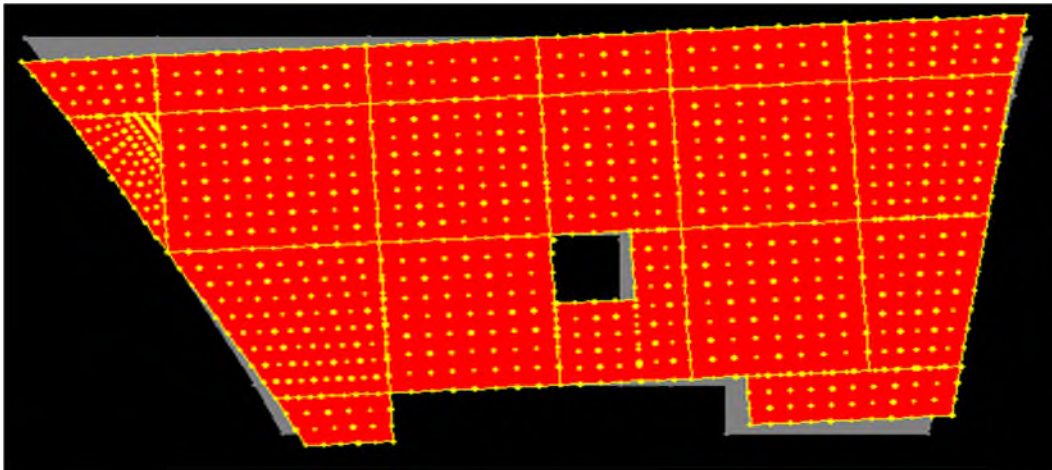


Figure IV.9. Troisième mode de déformation (rotation suivant z) ($T=0.686 s$)

➤ Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode .

Tableau IV.2.Période de vibration et taux de participation massique						
Mode	Période (s)	Mode individuel (unités)			Somme cumulée (%)	
		UX	UY	UZ	UX	UY
1	0.887277	0.51516	0.005151	0.000000503	0.51516	0.00151
2	0.759696	0.00373	0.68832	0.00022	0.5189	0.6898
3	0.6856	0.18799	0.00342	0.000000753	0.70689	0.69325
4	0.2758	0.1080	0.00002925	0.00000002997	0.8149	0.69328
5	0.2427	0.03026	0.04347	0.00026	0.84516	0.73675
6	0.23934	0.01012	0.11672	0.00027	0.85525	0.85347
7	0.1396	0.04437	0.0001253	0.00007723	0.8996	0.85838
8	0.12110	0.01851	0.00489	0.000034	0.91815	0.85838
9	0.115871	0.00187	0.05458	0.0011	0.92003	0.91295

➤ Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le *RPA (art 3.4.4.a)*, l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

a) Sous charges verticales

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Tableau IV.3.Vérification de l'interaction sous charges verticale				
Niveaux	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	26609,897	4665,292	85,08	14,92
1^{ere} étage	19740,251	7172,994	73,35	26,65
2^{eme} étage	15821,459	7069,867	69,12	30,88
3^{eme} étage	13387,173	6491,218	67,35	32,65
4^{eme} étage	10598,844	5567,141	65,56	34,44
5^{eme} étage	8136,09	4841,406	62,69	37,31
6^{eme} étage	5644,233	3926,89	58,97	41,03
7^{eme} étage	5644,233	2893,854	66,11	33,89
Niv inf de duplex étage	2147,687	1934,32	52,61	47,39
Niv sup de duplex étage	524,95	911,016	36,56	63,44

b) Sous charges horizontales

$$\frac{\sum F_{\text{portiques}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \geq 25\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

$$\frac{\sum F_{\text{voiles}}}{\sum F_{\text{portiques}} + \sum F_{\text{voiles}}} \leq 75\%$$
 Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus

Niveau	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)	Portiques	Voiles	P (%)	V (%)
RDC	888,934	327,126	73,1	26,9	654,959	656,165	49,95	50,06
1^{ere} étage	819,163	458,272	64,13	35,87	675,962	822,932	45,1	54,90
2^{eme} étage	691,127	423,636	61,99	38,01	512,292	778,281	39,69	60,31
3^{eme} étage	767,706	299,014	71,97	28,03	607,831	639,695	48,72	51,28
4^{eme} étage	744,876	205,298	78,39	21,61	567,436	524,062	51,99	48,01
5^{eme} étage	635,543	204,654	75,64	24,36	521,292	465,775	52,81	47,19
6^{eme} étage	570,262	161,87	77,89	22,11	378,804	413,922	47,79	52,21
7^{eme} étage	570,262	103,458	84,64	15,36	378,804	312,622	54,79	45,21
Niv inf de duplex étage	346,649	92,684	78,9	21,1	225,975	227,914	49,79	50,21
Niv sup de duplex étage	324,189	78,721	80,46	19,54	204,488	88,865	69,7	30,3

Commentaire :

On voit bien que l'interaction sous les charges verticales et horizontales est non vérifiée dans certains niveaux, à cause des contraintes et des difficultés liées aux aspects architecturaux du projet telle que :

- La forme complexe de la structure (trapézoïdale).
- Les décrochements dans les niveaux (décrochement au RDC, 5^{ème} étage et 8^{ème} étage).
- Différence de nombre des portiques dans les sens (**3** portiques dans le sens yy et **7** portiques dans le sens xx).
- Présence du Parking au RDC.

➤ Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à *l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003*, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Sens	V_{dy} (KN)	$0.80 \times V_{st}$ (KN)	observation
Sens xx	1359.65	1595.58	Non Vérifié
Sens yy	1928.36	1595.58	Vérifié

Il faut augmenter tous les paramètres de la reponse dans le sens XX pour Ex :

$$0.8V_{st}/V_{dy}=1.10$$

$$\text{Après correction : } V_{dy} \text{ sens xx} = 1631.58 \text{ KN}$$

$$V_{dy} \text{ sens yy} = 1928.36 \text{ KN}$$

➤ Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99/version2003 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Le **RPA (article 5.10)** exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C'est à dire : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus.

Tableau IV.6. Vérification des déplacements de la structure											
Niveau	h_k (cm)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	408	0.12	0.6	0	0.6	0.147	0.08	0.4	0	0.40	0.098
1^{ere} étage	306	0.29	1.45	0.6	0.85	0.278	0.2	1	0.4	0.60	0.196
2^{eme} étage	306	0.5	2.5	1.45	1.05	0.343	0.36	1.8	1	0.80	0.261
3^{eme} étage	306	0.74	3.7	2.5	1.2	0.392	0.53	2.65	1.8	0.85	0.278
4^{eme} étage	306	0.98	4.9	3.7	1.2	0.392	0.71	3.55	2.65	0.90	0.294
5^{eme} étage	306	1.22	6.1	4.9	1.2	0.392	0.88	4.4	3.55	0.85	0.278
6^{eme} étage	306	1.44	7.2	6.1	1.1	0.359	1.05	5.25	4.4	0.85	0.278
7^{eme} étage	306	1.63	8.15	7.2	0.95	0.210	1.21	6.05	5.25	0.80	0.261
Niv inf de duplex étage	306	1.81	9.05	8.15	0.9	0.294	1.35	6.75	6.05	0.70	0.229
Niv sup de duplex étage	306	1.96	9.8	9.05	0.75	0.245	1.48	7.4	6.75	0.65	0.212

- **Analyse des résultats** : les résultats du tableau montrent que les déplacements relatifs entre étages sont inférieurs à 1% de la hauteur d'étage.

➤ **Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ**

L'effet P-Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$ RPA99/2003(Article 5.9)

v_k : Effort tranchant d'étage de niveau « k ». $v_k = \sum_{i=1}^n f_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

➤ Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.

➤ Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessus :

Niveau	Hauteur (m)	h _k (cm)	P _k (KN)	Sens x-x'			Sens y-y'		
				Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)	Δ _k (cm)	V _k (KN)	θ _k (cm)
RDC	4.08	408	26913.2	0.6	1216.06	0.033	0.4	1311.124	0.020
1 ^{ere} étage	7.14	306	22891.3	0.85	1277.43	0.045	0.6	1498.89	0.030
2 ^{eme} étage	10.2	306	19879	1.05	1114.763	0.055	0.8	1290.57	0.040

3 ^{eme} étage	13.26	306	16166	1.2	1066.72	0.055	0.85	1247.526	0.036
4 ^{eme} étage	16.32	306	12977.5	1.2	950.174	0.048	0.9	1091.498	0.035
5 ^{eme} étage	19.38	306	9571.1	1.2	840.197	0.040	0.85	987.067	0.027
6 ^{eme} étage	22.44	306	8538	1.1	732.132	0.038	0.85	792.726	0.030
7 ^{eme} étage	25.5	306	4082	0.95	673.72	0.017	0.8	691.426	0.015
Niv inf de duplex étage	28.56	306	1486	0.9	439.33	0.009	0.7	453.889	0.007
Niv sup de duplex étage	31.62	306	0	0.75	402.97	0	0.65	293.353	0

- **Analyse des résultats :** On voit bien que la condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite dans les deux sens, d'où les effets du 2^{eme} ordre peuvent être négligés.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit**

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, le **RPA (article 7.4.3.1)** exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \Rightarrow N_d < 0.3 \times B_c \times f_{c28}$$

Avec : N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton sous charges sismiques.

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Il est à noter que les sections des poteaux ont été revues à la hausse pour tous les niveaux. Ceci à été fait dans le but de vérifier l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

La vérification de l'effort normal réduit donne les résultats suivants pour notre cas :

Niveaux	B (cm)	h (cm)	aire (cm ²)	N_d (KN)	ν	Remarque
RDC	65	65	4225	2742.19	0.26	Vérifiée
1 ^{ere} étage	60	60	3600	1976.85	0.22	Vérifiée
2 ^{eme} étage	50	50	2500	1408.44	0.225	Vérifiée
3 ^{eme} étage	50	50	2500	1201.86	0.192	Vérifiée
4 ^{eme} étage	50	50	2500	1000.30	0.16	Vérifiée
5 ^{eme} étage	45	45	2025	799.30	0.158	Vérifiée
6 ^{eme} étage	45	45	2025	610.38	0.121	Vérifiée
7 ^{eme} étage	45	45	2025	465.67	0.092	Vérifiée
Niv inf de duplex étage	40	40	1600	321.52	0.080	Vérifiée
Niv sup de duplex étage	40	40	1600	159.99	0.040	Vérifiée

- **Analyse des résultats :** On remarque que le rapport ν ne dépasse pas la valeur de 0.3. Donc les sections des poteaux choisies sont suffisantes.

VI.5. CONCLUSION

La régularité des autres exigences du RPA (période de vibration, taux de participation massique, effet P- Δ et l'effort normal réduit), peut combler la condition de l'interaction voile-portique.

Lors de la modélisation les sections des éléments ont été augmentée, est on a remarqué une nécessité de mettre des potelets noyer dans les murs aux niveaux des terrasse 6^{ème}, 7^{ème} et 8^{ème} étages.

❖ **Poteaux :**

RDC : 65×65 cm².

1^{er} étage : 60×60 cm².

2^{ème}, 3^{ème} et 4^{ème} étage : 50×50 cm².

5^{ème}, 6^{ème} et 7^{ème} étage : 45×45 cm².

8^{ème} et 9^{ème} étage : 40×40 cm²

❖ Voiles

RDC : e=25 cm.

Etages : e = 20 cm

❖ Poutres

Poutres principales : 35×45 cm²

Poutres secondaire : 30×40 cm²

❖ Potelets : 25×25 cm²

Introduction

La superstructure est la partie qui se situe au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.1. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et à transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel *SAP2000.VI4* dans l'ordre suivant : (*RPA99/2003*).

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G+Q-E.....(4)
- ✓ 0.8 G +E.....(5)
- ✓ 0.8G-E.....(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : ($N_{\max} \rightarrow M_{corr}$)
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : ($N_{\min} \rightarrow M_{corr}$)
3. Moment maximum et effort normal correspondant : ($M_{\max} \rightarrow N_{corr}$)

V.1.1. Recommandations du RPA99/2003

A. Les armatures longitudinales : (*Article 7.4.2.1*)

- ✓ Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.

- 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

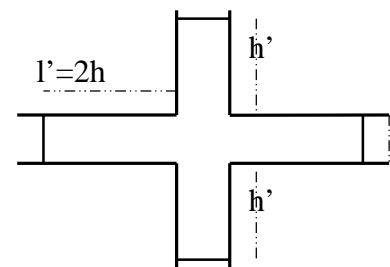


Figure V.1. Zone nodale

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du **RPA99/V2003** sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux				
Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC	65×65	33.8	169	253.5
1	60×60	28.8	144	216
2, 3 et 4	50×50	20	100	150
5, 6 et 7	45×45	16.2	81	121.5
8 et 9	40×40	12.8	64	96

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓ V_u : L'effort tranchant de calcul.
- ✓ h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élanement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

✓ t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
- **Dans la zone courante** : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ **La quantité d'armatures transversales minimales**

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'elancement géométrique du poteau

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right); \text{ Avec a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_l$ minimum .

- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Les sollicitations dans les poteaux

Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	comb	M _{max} , N _{corr}		comb	N _{max} , M _{corr}		comb	N _{min} , M _{corr}	
		M(KN.m)	N (KN)		N (KN)	M(KN.m)		N(KN)	M(KN.m)
RDC	3	141.1042	391.828	1	3096.983	136.7298	5	750.457	85.1646
1	3	126.855	277.663	1	1915.793	65.8577	5	346.688	33.8851
2,3 et 4	3	112.6382	290.94	1	1654.89	43.48	5	196.015	15.9371
5,6 et 7	3	127.2471	210.205	1	938.245	50.651	5	4.7	7.6
8 et 9	3	54.344	139.4	1	291.384	45.05	5	88.301	2.5506

V.1.3. Ferrailage

A. Armatures longitudinales

Les résultats des ferrillages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.3. Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²) (robot Expert)	A _{cal} (cm ²) (Sap 2000)	Nombre de barres	A _{adopté} (cm ²)
RDC	65×65	33.8	21.1	40	8T25+4T16	47.32
1	60×60	28.8	18	40	8T25 + 4T16	37.32
2,3 et 4	50×50	20	12.5	30	8T20 + 4T14	31.28
5,6 et 7	45×45	16.2	10.1	20	8T16 + 4T14	22.24
8 et 9	40×40	12.8	8	20	8T16 + 4T14	22.24

B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du **RPA**, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales dans les poteaux

Niveaux	B (cm ²)	ϕ_t^{min} (cm)	l_f (cm)	λ_g	V_u (KN)	l_r (cm)	S_t (zone nodale)(cm)	S_t (zone Courante)(cm)	A_t^{calcul} (cm ²)	A_t^{min} (cm ²)	$A_t^{adopté}$ (cm ²)
RDC	65×65	1.6	271.6	4.18	123.38	100	5	24	4.27	1.625	6HA10=4.71
1	60×60	1.6	200.2	3.34	123.78	100	5	24	4.64	1.5	6HA10=4.71
2, 3 et 4	50×50	1.4	200.2	4.004	116.9	80	5	21	4.6	1.25	6HA10=4.71
5, 6 et 7	45×45	1.4	200.2	4.45	102.6	65	5	21	4.49	1.125	6HA10=4.71
8 et 9	40×40	1.4	200.2	5	81.97	65	5	21	2.69	0.6	6HA8=3.01

Conformément au **RPA99/2003** et au **BAEL 91**, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_l^{max}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{25}{3} = 8.33mm$.

V.1.4. Vérifications

A. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le **BAEL91 (Article 4. 4. 1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre.

- **Exemple de calcul** (poteau le plus sollicité au RDC).

$$h = 4.08m \text{ et } N_{max} = 3096.983KN.$$

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0 = 2.716$ m), l_0 : hauteur libre d'étage = (h - h_{poutre})

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{1/2} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh}\right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{1/2} = \left(\frac{0.65^2}{12}\right)^{1/2}, \quad \lambda = \frac{1.204}{0.187} = 14.52$$

$\Rightarrow i = 0.187m$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2\left(\frac{6.44}{35}\right)^2} = 0.822.$$

$$B_r = (a - 2)(b - 2) = (65 - 2)(65 - 2) = 3969 \text{ cm}^2$$

$$N_U = 0.822 \times \left[\frac{0.3969 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 47.32 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 7310.14 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 3096.983 \text{ KN} < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum										
Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	l _f (m)	i (m)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
1	60×60	2.86	2.002	0.1732	11.66	0.83	37.32	3364	1915.793	6248
2,3 et 4	50×50	286	2.002	0.144	14.03	0.824	31.28	2304	1654.89	4412.25
5, 6 et 7	45×45	286	2.002	0.1299	15.55	0.82	22.24	1849	938.245	3442.06
8 et 9	40×40	286	2.002	0.1155	17.5	0.81	22.24	1444	291.384	2792.6

Commentaire : On voit bien que $N_{\max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveaux.

$$\begin{cases} \sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{b2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v' \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s' \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

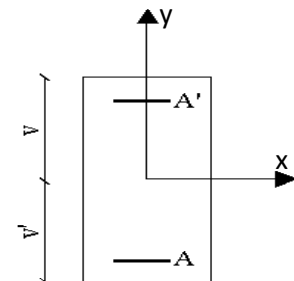


Figure V.2. Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton										
Niveaux	Section (cm ²)	d (cm)	As (cm ²)	v (cm)	v' (cm)	I _{gg} (m ⁴)	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ ₁ (MPa)	σ ₂ (MPa)
RDC	65*65	62	47.32	36.74	28.26	0.02	1728.93	60	5.19	3.25
1	60*60	57	37.32	33.63	26.37	0.0115	1401.04	61.9	5.7	2.47
2, 3 et 4	50*50	47	31.28	28.5	21.5	0.0071	1209.99	47.88	6.76	3.39
5, 6 et 7	45*45	42	22.24	25.26	19.74	0.0045	685.88	86.56	8.25	0.41
8 et 9	40*40	37	22.24	22.93	17.07	0.0029	212.43	37.04	4.26	1.3

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentes Selon *le RPA99/2003 (Article 7.4.3.2)*, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant

Niveaux	Section (cm ²)	l_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
RDC	65×65	2.716	4.18	0.075	62	123.38	0.31	1.875
1	60×60	2.002	3.34	0.075	57	123.78	0.36	1.875
2, 3 et 4	50×50	2.002	4.004	0.075	47	116.9	0.5	1.875
5, 6 et 7	45×45	2.002	4.45	0.075	42	102.6	0.54	1.875
8 et 9	40×40	2.002	5	0.04	37	81.97	0.55	1

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le *RPA99/2003* sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

- **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 25mm \rightarrow L_r = 40 \times 2.5 = 100cm.$$

On adopte : $L_r = 100cm.$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte : $L_r = 70cm.$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte : $L_r = 60cm.$

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (*selon le RPA*).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

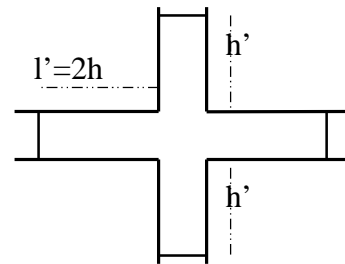
Avec :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right), l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (45 cm).

$$\text{Niveau RDC : } \begin{cases} h' = 70 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}, \text{ Niveau 1 jusqu'à 9 : } \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 90 \text{ cm} \end{cases}$$



Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrailage adoptés pour les différents poteaux

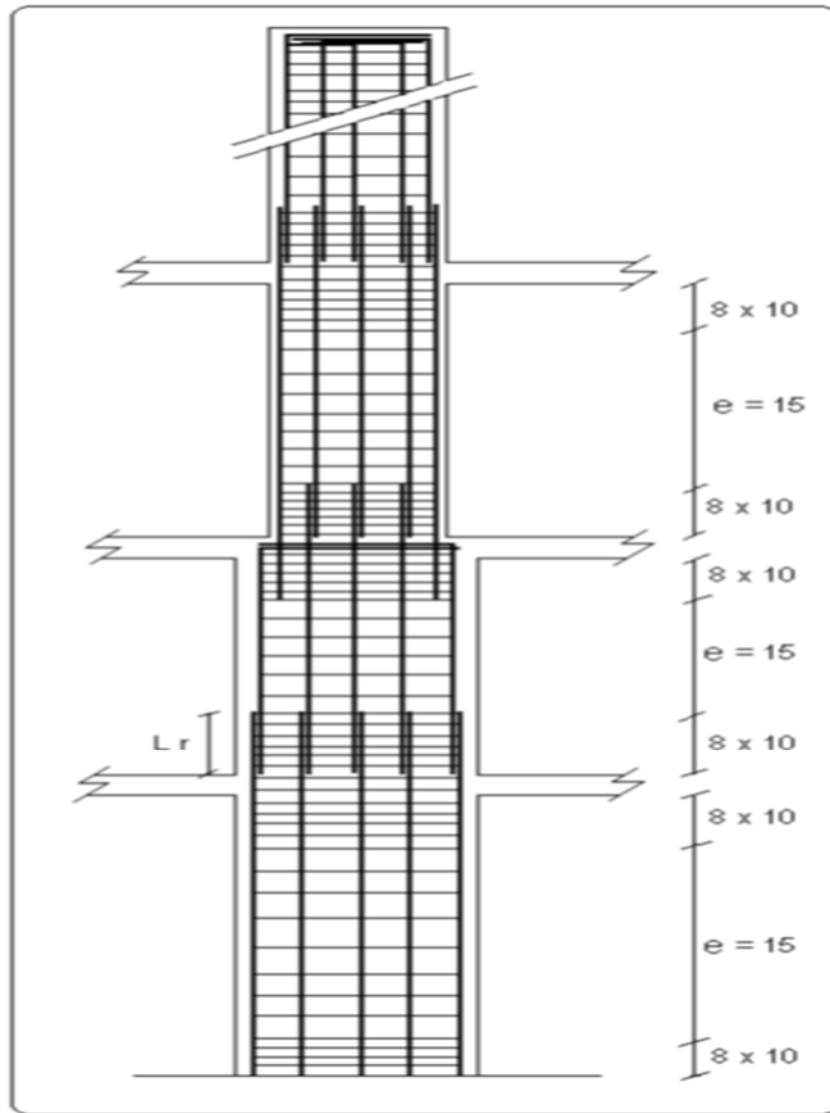
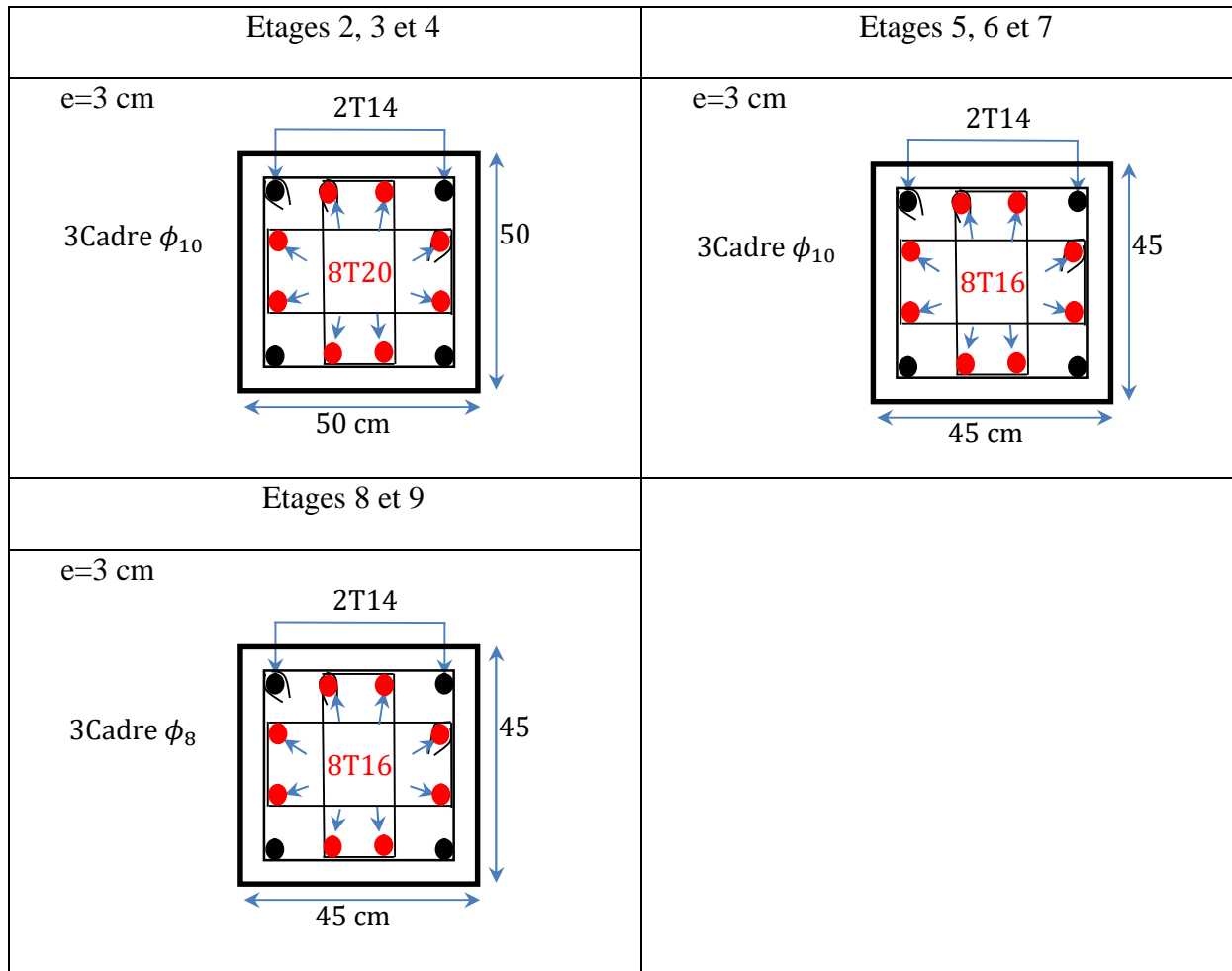


Figure V.3. Dispositions des armatures des poteaux

V.1.6. Schémas de ferrailage

Tableau V.8. Schémas de ferrailage des poteaux	
RDC	Etage 1
<p>e=3 cm</p> <p>2T16</p> <p>3Cadre ϕ_{10}</p> <p>8T25</p> <p>65 cm</p> <p>65 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>2T16</p> <p>3Cadre ϕ_{10}</p> <p>8T25</p> <p>65 cm</p> <p>65 cm</p>



V.2.ETUDE DES POUTRES

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue trois types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage, et les poutres palières.

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **SAP2000**, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 version2003** suivantes :

$$1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$G + Q$$

$$G + Q + E$$

Article (5.2)

$$0.8 \times G + E$$

$$0.8 \times G - E$$

V.2.1.Recommandation du RPA99

a) Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5 h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{Article (7.5.1)}$$

b) Ferrailage

▪ Les armatures longitudinales

❖ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre.

❖ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

4% de la section de la poutre en zone courante.

6% de la section de la poutre en zone de recouvrement.

❖ Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

❖ La longueur minimale des recouvrements est de :

40ϕ En zone IIa.

avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.

❖ L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

❖ Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

❖ Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées, néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un côté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussée au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.

❖ On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

• **Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale**

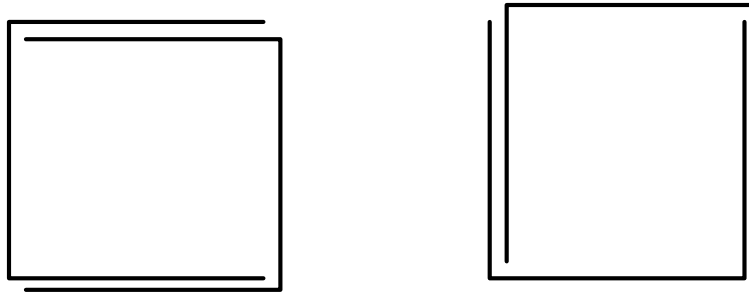


Figure V.4. U superposés (avec alternance dans l'orientation)

➤ **Les armatures transversales**

❖ La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003S_t \times b$

❖ L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

Dans la zone nodale :

$$\text{Minimum de : } S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_l\right).$$

En dehors de la zone nodale : $S_t \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

❖ La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

❖ Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

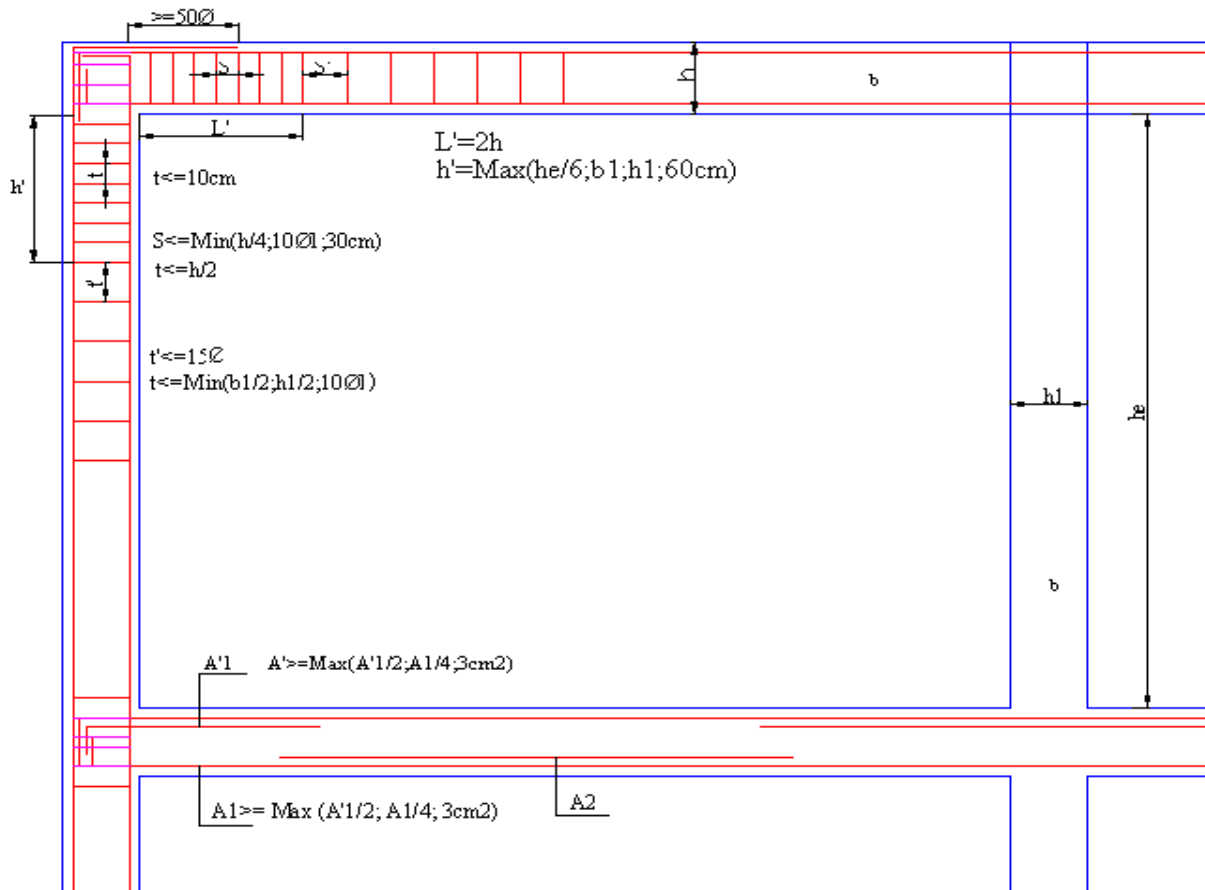


Figure. V.5. Dispositions constructives des portiques

c) Les armatures longitudinales min et max données par le RPA

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du *RPA99/version2003* sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Type de poutres	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone courante	zone de recouvrement
Principale	35×45	7.87	63	94.5
Secondaire	30×40	6	48	72

V.2.2. Ferrailage des poutres

➤ Armatures longitudinales

Pour le ferrailage des poutres, on utilise le logiciel *SAP2000*, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures du *RPA99/version03*

Tableau V. 10. Armatures longitudinales des poutres

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
Terrasse Inaccessible	Principales	35×45	Appuis	5.64	7.87	3HA14+3HA12 = 8.01
			travées	3.90		3HA14 = 4.62
	Secondaires	30×40	Appuis	6.39	6	6HA12 = 6.79
			travées	3.78		3HA12=3.39
Etages d'habitons	Principales	35×45	Appuis	8.80	7.87	6HA14 = 9.24
			travées	5.37		3HA16= 6.03
	Secondaires	30×40	Appuis	6.18	6	6HA12 = 6.79
			travées	4.96		3HA14=4.62

❖ Longueur de recouvrement

Soit l_r la longueur de recouvrement

Telle que : $l_r > 40\phi_l$

$$\left\{ \begin{array}{l} \phi_l = 14 \text{ mm} \text{ d'ou } l_r > 56 \text{ cm} , \\ \phi_l = 12 \text{ mm} \text{ d'ou } l_r > 48 \text{ cm} , \\ \phi_l = 16 \text{ mm} \text{ d'ou } l_r > 64 \text{ cm} \end{array} \right. , \text{ on adopte } \left\{ \begin{array}{l} l_r = 60 \text{ cm} \\ l_r = 50 \text{ cm} \\ l_r = 70 \text{ cm} \end{array} \right.$$

➤ Armatures transversales

❖ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales

$$\text{Telle que : } \phi_t \leq \min\left(\phi_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right) \quad \text{BAEL91 (article H.III.3)}$$

a) Poutres principales

$$\phi \leq \min\left(14 ; \frac{450}{35} ; \frac{350}{10}\right) = \min(14 ; 12.85 ; 35)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm}$

b) Poutres secondaires

$$\phi \leq \min\left(14 ; \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right) = \min(14 ; 11.43 ; 30)$$

Donc on prend $\phi_t = 10\text{mm}$

On prend 4T10 = 3.14cm² (un cadre et un étrier) pour les poutres principales et les poutres secondaires.

➤ **Espacement des armatures transversales**

Le cas le plus défavorable des espacements d'armatures transversales est donné selon le *RPA99/version 2003* (art 7.5.2.2)

- **Zone nodale** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{l\min}\right)$

-Poutres principales : $S_t = \min(11.25 ; 14.4)$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

-Poutres secondaires : $S_t = \min(10 ; 14.4)$

Soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

- **Zone courante**: $S_t \leq \frac{h}{2}$

-Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}$

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

-Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20cm$

Soit : $S_t = 15cm$

❖ **Vérification de la section d'armatures transversales**

Poutre principales

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 15 \times 35 = 1.575cm^2$$

$$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{\min} = 1.8cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Poutre secondaires

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

$$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{\min} = 1.35cm^2 \quad \text{Condition vérifiée}$$

➤ **Vérification à l'ELU**

❖ **Condition de non fragilité**

$$\text{poutres principales} \rightarrow 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.71cm^2$$

$$\text{poutres secondaires} \rightarrow 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.52cm^2$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

❖ **Vérification des contraintes tangentielles**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Fissuration peu nuisible : $\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 f_{c28}, 4 MPa) = 3.25 MPa$

Tableau V.11. Vérification de l'effort tranchant

Poutres	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Poutres principales	171.88	1.21	Vérifiée
Poutres secondaires	66.33	0.63	Vérifiée

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

• **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement						
Poutres	A_l (cm) Appui	V_u (KN)	M_a (KN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm²)	Observation
Principale	9.24	171.88	86.64	4.9	4.8	Vérifiée
Secondaires	6.79	66.33	57.88	1.90	1.85	Vérifiée

➤ **Vérification à l'ELS**

• **L'Etat limite d'ouvertures des fissures**

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• **État limite de compression du béton**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification de la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

Calcule de y : $\frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$

Calcule de I : $I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant

Tableau V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à l'ELS

poutres	Elément	M_{ser} (KN.m)	y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
principales	Appui	69.39	15.15	120361.27	8.73	15	Vérifiée
	Travée	43.39	12.91	89326.26	6.27	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	35.6	12	70920.6	6.02	15	Vérifiée
	Travée	27.41	11.92	66156.92	4.93	15	Vérifiée

• **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)**

D'après le *CBA93* et *BAEL91*, la vérification à la flèche est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Poutres principales

$$\frac{h}{L} = \frac{45}{499} = 0.0901 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.0901 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{43.39}{10 \times 119.37} = 0.042 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.16 \times 10^{-4}}{0.35 \times 0.4} = 0.0044 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01 \quad \text{Condition vérifiée}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Poutres secondaires

$$\frac{h}{L} = \frac{40}{440} = 0.091 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} = 0.091 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{27.41}{10 \times 66.86} = 0.045 \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{6.16 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.35} = 0.0058 \leq \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Condition vérifiée

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.3. Vérification des zones nodales

Les dispositions constructives données pour les poteaux et les poutres doivent être respectées pour leurs parties communes, que sont les nœuds, afin d'assurer un minimum de confinement préservant au maximum l'intégrité de ces derniers, et permettre au reste de la structure de déployer ses capacités de dissipation d'énergie.

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration 1.25, c.à.d : ça consiste à vérifier la condition suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e| \quad \text{RPA99/03 (Article 7.6.2)}$$

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Néanmoins, cette vérification est facultative pour les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

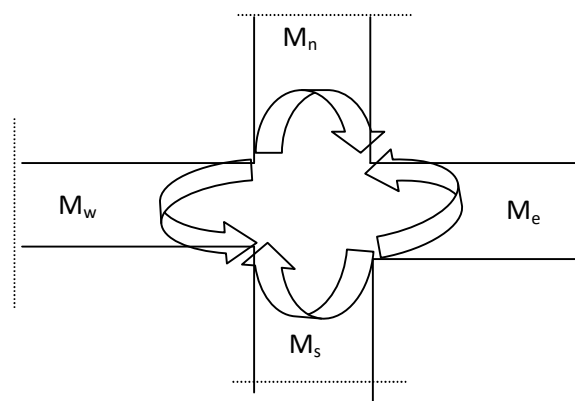


Figure V. 6. Les moments sur la zone nodale

V.2.3.1. Détermination du moment résistant dans les poteaux et les poutres

Le moment résistant (M_r) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

Telle que :

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} z = 0.85 \times h & (\text{h : La hauteur totale de la section du béton}). \\ \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa} \end{cases}$$

Les résultats des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.14. Moment résistant dans les poteaux			
Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
65×65	55.22	47.32	909.32
60×60	51	37.32	662.35
50×50	42.5	31.28	462.63
45×45	38.25	22.24	296.03
40×40	34	22.24	263.14

Les résultats des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau suivant

Tableau V.15. Moment résistant dans les poutres				
Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
Terrasse	P.P (35×45)	38.25	8.01	106.62

	P.S (30×40)	34	6.79	80.33
Etages d'habitation	P.P (35×45)	38.25	9.24	122.99
	P.S (30×40)	34	6.79	80.33

V.2.3.2. Vérification

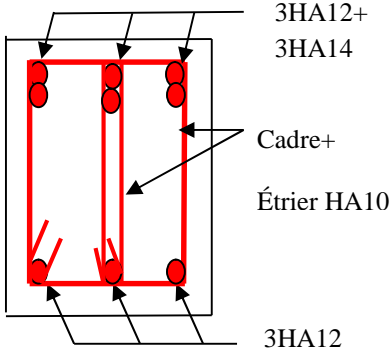
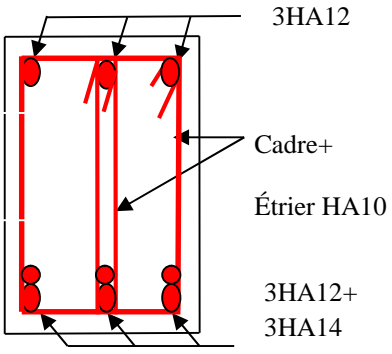
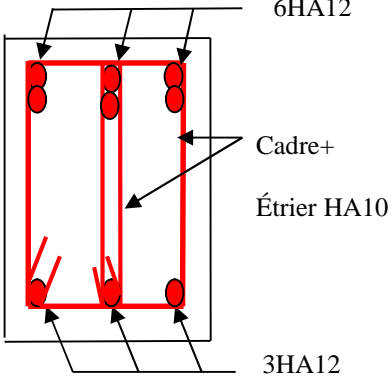
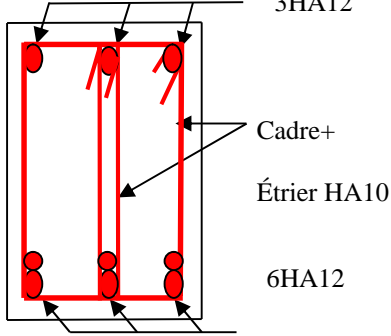
Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$ sont donnés dans le tableau suivant

Niveaux	plan	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$M_n + M_s$ (KN.m)	$1.25(M_w + M_e)$ (KN.m)	Vérification
RDC	PP	909.32	909.32	122.99	1818.64	307.47	Vérifiée
	PS			80.33		200.82	Vérifiée
1^{ere} étage	PP	662.35	662.35	122.99	1324.7	307.47	Vérifiée
	PS			80.33		200.82	Vérifiée
2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage	PP	462.63	462.63	122.99	925.26	307.47	Vérifiée
	PS			80.33		200.82	Vérifiée
5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étage	PP	296.3	296.3	122.99	592.6	307.47	Vérifiée
	PS			80.33		200.82	Vérifiée
8^{eme} et 9^{eme} étage	PP	263.14	263.14	122.99	526.28	307.47	vérifiée
	PS			80.33		200.82	vérifiée

On voit bien que les moments résistant dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres ,donc selon *RPA99/03 (Article 7.6.2)* la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

V.2.4. Schéma de ferrailage des poutres

➤ Pour le plancher terrasse inaccessible

Tableau V.17. Schémas de ferrailage des PP et PS.		
	En appui	En travée
Poutres principales	 <p>3HA12+ 3HA14</p> <p>Cadre+</p> <p>Étrier HA10</p> <p>3HA12</p>	 <p>3HA12</p> <p>Cadre+</p> <p>Étrier HA10</p> <p>3HA12+ 3HA14</p>
Poutres secondaires	 <p>6HA12</p> <p>Cadre+</p> <p>Étrier HA10</p> <p>3HA12</p>	 <p>3HA12</p> <p>Cadre+</p> <p>Étrier HA10</p> <p>6HA12</p>

➤ Pour le RDC et les étages courants et le duplex

Tableau V.18. Schémas de ferrailage des PP et PS		
	En appui	En travée
Poutres principales	<p>6HA14 Cadre+ Étrier HA10 3HA16</p>	<p>3HA16 Cadre+ Étrier HA10 6HA14</p>
Poutres secondaires	<p>6HA12 Cadre+ Étrier HA10 3HA12</p>	<p>3HA12 Cadre+ Étrier HA810 6HA12</p>

V.3. ETUDE DES VOILES

Le *RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a)*, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$

Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel *SAP2000* dans l'ordre suivant :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) G+Q+E
- 4) G+Q-E
- 5) 0.8G+E
- 6) 0.8G-E

V.3.1. Recommandation du RPA 99/version2003

a) Les armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

➤ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$

L_t : longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile

➤ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

➤ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile. Cet espace d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.

Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure

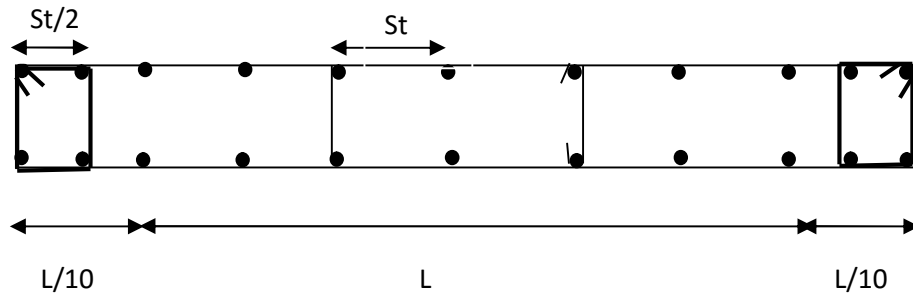


Figure .V.7. Disposition des armatures dans les voiles

b) Les armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher le flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur $10 \times \phi$

c) Les armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

d) Les armatures de coutures

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec } : V = 1,4V_u$$

e) Les règles communes (armatures verticales et horizontales)

➤ Le pourcentage minimal d'armatures est de :

✓ $A_{\min} = 0.15\% \times b \times h$ dans la zone extrême du voile.

✓ $A_{\min} = 0.10\% \times b \times h$ dans la zone courante du voile.

➤ Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile

➤ L'espace $S_r = \min(1.5 \times a; 30cm)$ avec a : épaisseur du voile.

➤ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .

➤ Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts et possible

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges

V.3.2. Disposition des voiles

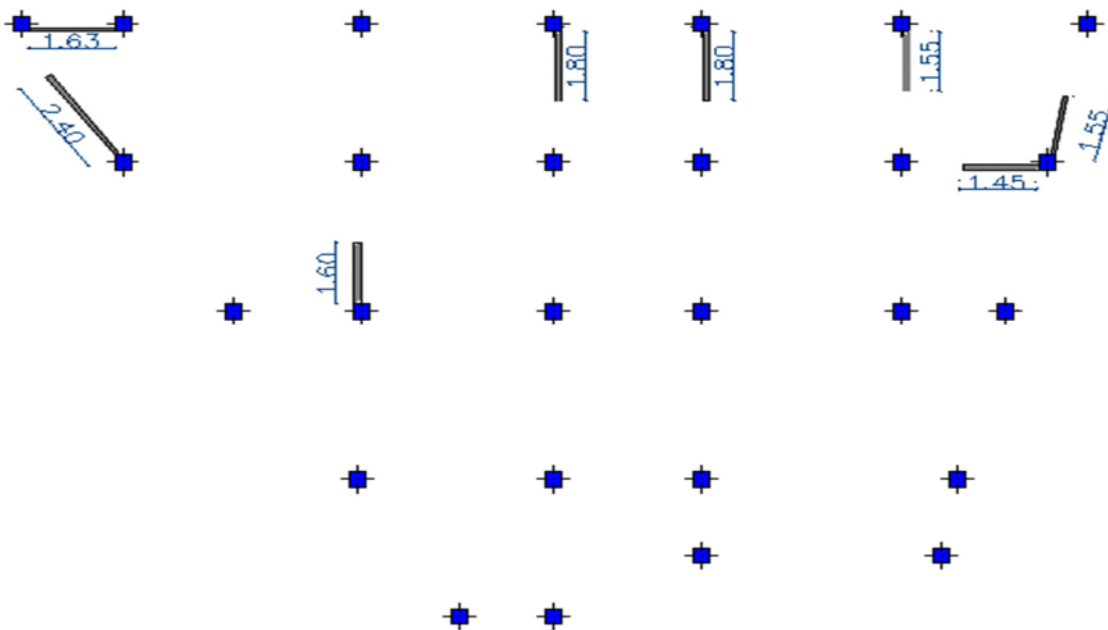


Figure V.8. Schéma de disposition des voiles

V.3.3. Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

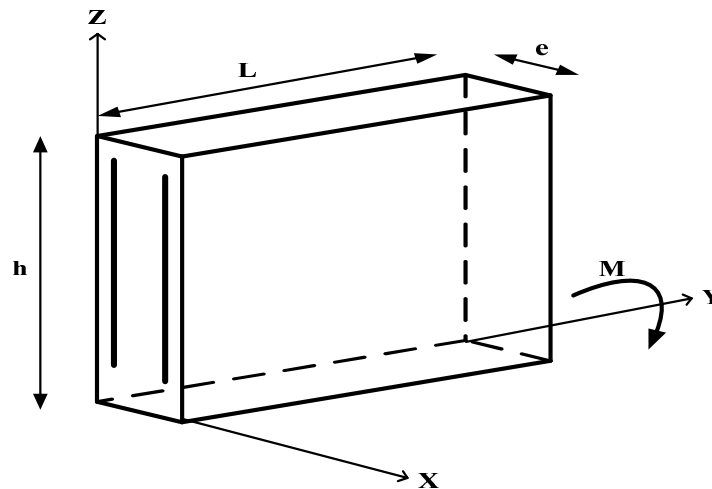


Figure V.9. Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(b \times L)$.

❖ A_v^{\min} : Section d'armatures verticales minimale dans le voile.

$$(A_v^{\min} = 0.15\% \times b \times L)$$

❖ A_v^{\min} / ten : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue.

$$(A_v^{\min} / \text{ten} = 0.2\% \times b \times L_t)$$

❖ A_v^{\min} / comp : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$$(A_v^{\min} / \text{comp} = 0.1\% \times b \times L_c)$$

❖ A_v^{cal} : Section d'armature calculée dans l'élément.

❖ A_v^{adop} : Section d'armature adoptée pour une seule face de voile.

❖ S_t : Espacement entre armatures.

❖ $A_h^{\min} = 0.15\% \times b \times L$: Section d'armature horizontale minimale dans le voile.

❖ A_h^{calc} : Section d'armature horizontale calculée.

❖ A_h^{adop} : Section d'armature horizontale adoptée par espacement.

❖ N^{bre} : Nombre de barre adoptée par espacement.

❖ L_t : Longueur de la zone tondue

$$L_t = \frac{L}{2} \left(1 - \frac{L}{6e_0} \right); e_0 = \frac{M}{N}$$

❖ L_c : longueur de la zone comprimée.

$$L_c = L - 2L_t$$

➤ **Voile 1.63 et voile 1.45**

Tableau V.19. Ferrailage des voiles Voile 1.63 et voile 1.45					
Niveau		RDC	1^{er}, 2^{eme}, 3^{eme} et 4^{eme} étage	5^{eme}, 6^{eme} et 7^{eme} étage	8^{eme} et 9^{eme} étage
L (cm)		163	163	163	163
e (cm)		25	20	20	20
M (KN.m)		10.20	16.84	7.66	11.59
N (KN)		609.34	366.3	945.58	398.38
V(KN)		260.07	289.34	119.25	65.15
A_v cal /face (cm ²)		9.26	9.93	11.05	5.254
A_v min/face (cm ²)		6.1125	4.89	4.89	4.89
A_v adop/face (cm ²)		10.18	10.18	12.63	7.07
N^{barre} /face		9HA12	9HA12	6HA14+3H A12	9HA10
S t (cm)	extrémité	10	10	10	10
	Milieu	20	20	20	20

$-A_h$ cal/face /ml(cm ²)	1.55	1.72	0.71	0.39
A_h min/face (cm ²)	0.75	0.6	0.6	0.6
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01
N^{barre} /face/ml	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25

➤ Voile 1.60 et les deux voiles 1.55

Tableau V.20. Ferrailage des voiles Voile 1.60 et voile 1.55				
Niveau	RDC	1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage
L (cm)	160	160	160	160
e (cm)	25	20	20	20
M (KN.m)	38.55	16.32	36.45	42.30
N (KN)	956.54	1248.89	873.87	361.9
V(KN)	172.16	198.93	75.92	65.15
A_v cal /face (cm ²)	15.09	12.86	11.77	5.60
A_v min/face (cm ²)	6	4.8	4.8	4.8
A_v adop/face (cm ²)	15.57	13.85	12.63	7.07
N^{barre} /face	6HA14+3HA16	9HA14	6HA14+3HA12	9HA10
S_t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
A_h cal/face	1.047	1.20	0.46	0.24

(cm ²)				
A_h min/face (cm ²)	0.75	0.6	0.6	0.6
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01
N^{barre}/face /ml	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25

➤ Les deux Voiles 1.80

Niveau	RDC	1 ^{er} , 2 ^{eme} , 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	5 ^{eme} , 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	8 ^{eme} et 9 ^{eme} étage
L (cm)	180	180	180	180
e (cm)	25	20	20	20
M (KN.m)	130.51	10.177	88.04	70.024
N (KN)	950.21	446.36	364.79	371.89
V(KN)	172.16	159.59	100.43	66.78
A_v cal /face (cm ²)	14.604	11.57	9.825	6.101
A_v min/face (cm ²)	6.75	5.4	5.4	5.4
A_v adop/face (cm ²)	15.39	11.31	9.93	7.85
N^{barre}/face	10HA14	10HA12	4HA10+6HA12	10HA10
S_t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
A_h cal/face	0.93	0.83	0.54	0.36

(cm ²)				
A _h min/face (cm ²)	0.75	0.6	0.6	0.6
A _h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01
N ^{barre} /face /ml	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S _t (cm)	25	25	25	25

➤ Voile 2.4

Tableau V.22. Ferrailage des voiles 2.4

Niveau	RDC	1 ^{er} , 2 ^{ème} , 3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} , 6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage
L (cm)	240	240	240	240
e (cm)	25	20	20	20
M (KN.m)	151.84	150.25	210.2	15.9
N (KN)	1826.7	1430.32	8107	374.51
V (KN)	184.68	233.014	151.57	75.082
A _v cal /face (cm ²)	24.09	20.21	13.406	9.109
A _v min/face (cm ²)	9	7.2	7.2	7.2
A _v adop/face (cm ²)	26.14	21.89	14.70	10.4
N ^{barre} /face	13HA14	9HA16+4HA16	13HA12	13HA10
S _t (cm)	extrémité	10	10	10
	Milieu	20	20	20
A _h cal/face	0.74	0.83	0.61	0.30

(cm ²)				
A_h min/face (cm ²)	0.75	0.6	0.6	0.6
A_h adop/face (cm ²)	2.01	2.01	2.01	2.01
N^{barre}/face/ml	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25

V.3.4 Vérification au cisaillement

Niveau	RDC	1, 2,3,4 ^{ème} étage	5,6,7 ^{ème} étage	8, 9 ^{ème} étage
V(KN)	260.07	289.339	119.25	76.159
(MPa) τ_b	0.997	1.38	0.6	0.36
(MPa) τ_{adm}	5	5	5	5
OBSERVATION	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Niveau	RDC	1, 2,3,4 ^{ème} étage	5,6,7 ^{ème} étage	8, 9 ^{ème} étage
V(KN)	173.60	159.859	100.43	66.785
(MPa) τ_b	0.60	0.687	0.433	0.288
(MPa) τ_{adm}	5	5	5	5
OBSERVATION	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Niveau	RDC	1, 2,3,4 ^{ème} étage	5,6,7 ^{ème} étage	8, 9 ^{ème} étage
$V(KN)$	184.68	233.014	115.56	75.082
$(MPa) \tau_b$	0.479	0.779	0.375	0.243
$(MPa) \tau_{adm}$	5	5	5	5
OBSERVATION	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau V.26. Vérification au cisaillement voiles 160

Niveau	RDC	1, 2,3,4 ^{ème} étage	5,6,7 ^{ème} étage	8, 9 ^{ème} étage
$V(KN)$	172.15	198.9	59.47	27.073
$(MPa) \tau_b$	0.669	0.837	0.289	0.101
$(MPa) \tau_{adm}$	5	5	5	5
OBSERVATION	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

On voit bien à travers ce tableau que la contrainte de cisaillement dans le béton est vérifiée, donc pas de risque de cisaillement.

V.3.5. Exemples de schémas de ferrailage d'un voile (V 1.60 du RDC)

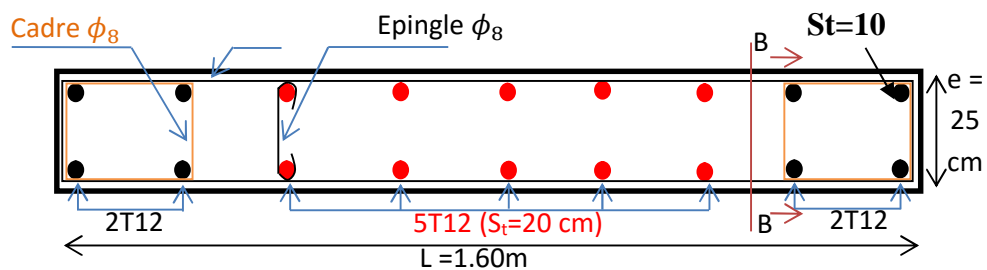


Figure V.10. Schéma de ferrailage du voile V 163

V.4. 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 ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par deux logiciels de calcul (SAP2000 et robot expert) ainsi que le ferraillement minimale édicté par les règles parasismiques Algériennes.

VI.1.Introduction

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la superstructure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de la fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.2.Choix du type de fondation

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol d'assise.
- La distance entre axes des poteaux.
- Les charges transmises au sol.
- La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 1.30 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars}$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- ✓ $G + Q \pm E$
- ✓ $0.8G \pm E$ **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} , \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.2.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle ; obtenu par le SAP2000 V14.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.5 \times 1.5 \times 1.5 = 28.125 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 3096.869 + 28.125 = 3124.994 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

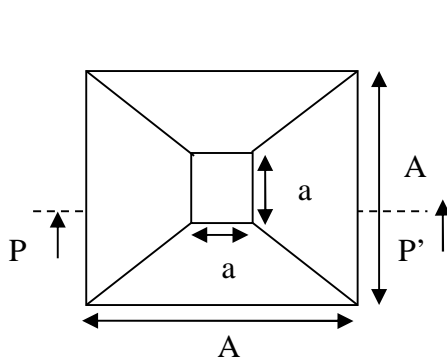


Figure VI.1. Vue en plan de la semelle.

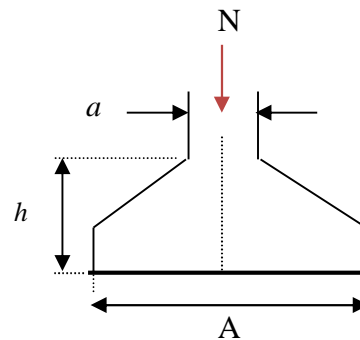


Figure VI.2. Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (65*65) dans la structure où la distance entre axes est de 2.08 m dans le sens (x-x)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \times N}{a \times \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 1.8 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.65 \times 3124.994}{0.65 \times 180}} = 4.16 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (y-y) la distance entre axes max est de 4.4 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (x-x). donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.2. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux.

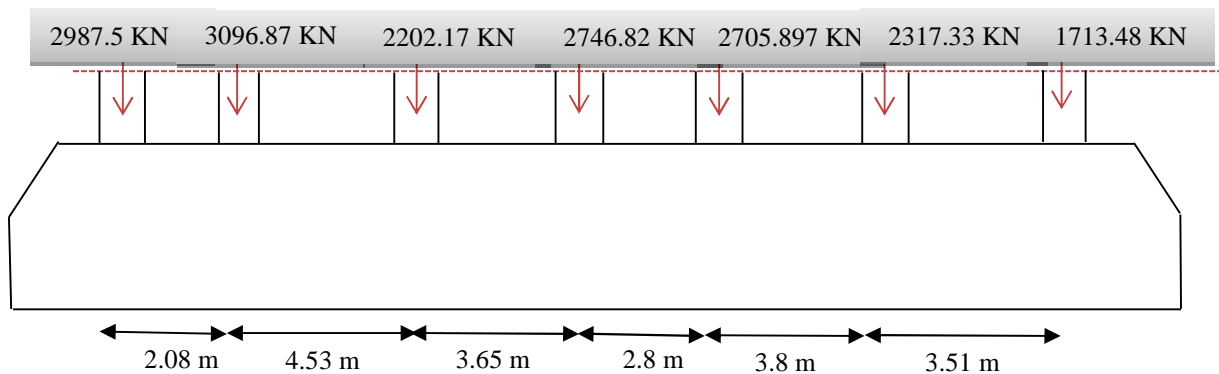


Figure VI .3.Semelle filante

Avec :

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 2987.5 \text{ KN}, N_2 = 3096.87 \text{ KN}, N_3 = 2202.17 \text{ KN}, N_4 = 2746.82 \text{ KN}$$

$$N_5 = 2705.897 \text{ KN}, N_6 = 2317.33 \text{ KN}, N_7 = 1713.48 \text{ KN}$$

$$N = \sum N_i = 17770.067 \text{ KN}$$

$$\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{17770.08}{180 \times 21.72} = 4.55 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.2.3. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution.

VI.2.3.1. Prédimensionnement

A. La condition de coffrage

✓ **Nervure:** $h_t \geq \frac{l_{max}}{10} = \frac{453}{10} = 45.3cm \Rightarrow h_t = 50 \text{ cm} \dots\dots(a)$

✓ **Dalle:** $h_r \geq \frac{l_{max}}{20} = \frac{453}{20} = 22.65cm \Rightarrow h_r = 35 \text{ cm}.$

- $L_{max} = 4.53 \text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

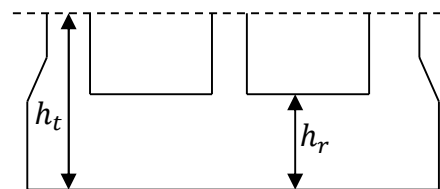


Figure VI.4. Dimensions du radier.

B. La condition de rigidité

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \dots\dots\dots(a)$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.

- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K= 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$
- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1 ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.64 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 70 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 35 \text{ cm}$.

La surface du bâtiment $S_{\text{bat}} = (20.22+9.13)9.25 \frac{15.57}{2} = 228.49 \text{ m}^2$

C. Calcul du Poids

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure.
- N_{pkg} : la charge due au parking.

$N_{\text{ser}} = 33048.113 + (2.5 \times 228.49)$

$N_{\text{ser}} = 33619.338 \text{ KN}$

$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \Rightarrow S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}} = 183.6 \text{ m}^2$

Donc on prend $S_{\text{radier}} = 228.49 \text{ m}^2$

$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} \rightarrow$ On n'a pas besoin de débord

VI.2.3.2. Les Vérifications nécessaires

➤ **Vérification au poinçonnement**

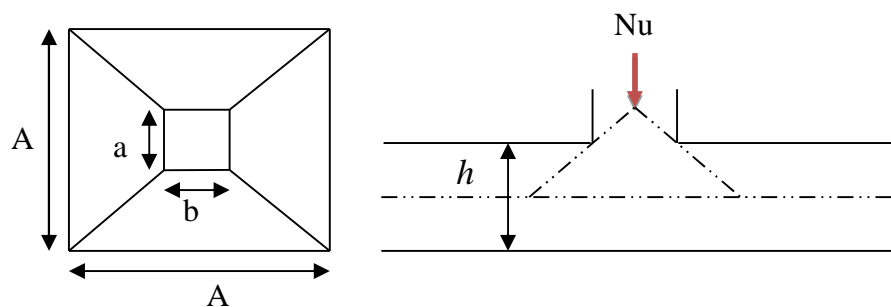


Figure VI.5.Présentation de zone d'impact de la charge compactée.

Il faut vérifier que : $N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art A.5.2 ,42)**

- N_u : L'effort normal sur le poteau.
- U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } a=b \Rightarrow A=B=0.65+0.7=1.35\text{m}$$

On trouve $U_c = 5.4 \text{ m}$

$$N_u = 3096.869 < 0.045 \times 5.4 \times 0.7 \times \frac{25}{1.15} \times 10^3 = 3697.82 \text{ KN} \text{ (La condition est vérifiée).}$$

⇒ Pas de risque au poinçonnement.

➤ **Vérification au cisaillement**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1).}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.63 \text{ m}$.

$$N_u = 45067.702 + 1.35 \times (228.49 \times 0.35) + 1.5 \times (2.5 \times 228.49)$$

$$N_u = 46032.5 \text{ KN}$$

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} = \frac{46032.5 \times 4.53}{2 \times 228.49} = 456.32 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{456.32 \times 10^{-3}}{1 \times 0.63} = 0.72 \text{ MPa} < 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ **Vérification des contraintes dans le sol DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \text{ Avec } \sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N: L'effort normal due aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 10.11 \text{ m} ; I_{xx} = 4396.2882 \text{ m}^4 \\ Y_G = 6.8 \text{ m} ; I_{yy} = 4685.9944 \text{ m}^4 \\ S = 228.49 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

$$N = 33050.496 + (25 \times 0.35 \times 228.49) + (2.5 \times 228.49) = 35618.63 \text{ KN}$$

Dans le sens x-x : $N = 35618.63 \text{ KN} ; M_Y = 25911.9107 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y}{I_Y} \times Y_G = \frac{35618.63 \times 10^{-3}}{228.49} + \frac{25911.9107 \times 10^{-3} \times 6.8}{4685.9944} = 0.191 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y}{I_Y} \times Y_G = 0.1158 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.1722 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 0.18 \text{ MPa}$$

\Rightarrow La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

Dans le sens y-y : $N = 35618.63 \text{ KN} ; M_X = 15414.9218 \text{ KN.m}$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_X}{I_X} \times X_G = \frac{35618.63 \times 10^{-3}}{228.49} + \frac{15414.9218 \times 10^{-3} \times 10.11}{4396.3} = 0.189 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_X}{I_X} \times X_G = 0.12 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \langle \bar{\sigma}_{Sol} \Rightarrow \sigma_{\text{moy}} = 0.172 \text{ MPa} \langle \bar{\sigma}_{Sol} = 0.18 \text{ MPa}$$

\Rightarrow la contrainte est vérifiée dans le sens yy.

➤ Vérification de la stabilité au renversement

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

• Dans le sens x-x

$$e = \frac{15414.9218}{35618.63} = 0.44 \text{ m} \langle \frac{14.7}{4} = 3.67 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

• Dans le sens y-y

$$e = \frac{25911.9107}{35618.63} = 0.74 \text{ m} \langle \frac{15.57}{4} = 3.893 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.} \Rightarrow$$

Pas risque au renversement dans les deux sens.

➤ Vérification de la poussé hydrostatique

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$N = 35618.63 \text{ KN}$$

$$H = 1.5 \text{ m, (la hauteur de la partie encrée du bâtiment).}$$

$$F_s = 1.5 \text{ (coefficient de sécurité).}$$

$$S_{rad} = 228.49 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier).}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 35618.63 \text{ KN} \geq 1.5 \times 1.5 \times 211.36 \times 10 = 5141.025 \text{ KN.}$$

La condition est vérifiée.

⇒ Le bâtiment est stable vis-à-vis l'arrivée de l'eau.

VI.2.3.3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple causée par la réaction du sol, il faut considérer le poids propre du radier comme une charge favorable. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2.$$

$$Q_0 = 2.5 \text{ KN/m}^2.$$

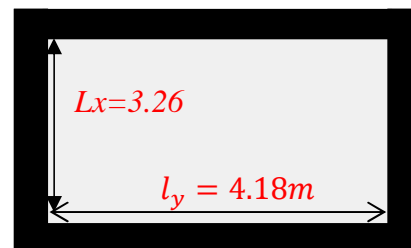


Figure VI.6. Panneau de dalle

➤ Calcul des sollicitations

$$\bullet \quad q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 + 1.5 \times Q_0 \Rightarrow q_u = 212.8 \text{ KN/m}^2$$

$$\bullet \quad q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{33048.113}{228.49} + 8.75 + 2.5 = 155.89 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,78 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

✚ **L'ELU :**

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

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.78 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0584. \\ \mu_y = 0.5608 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0517 \times 212.8 \times 3.26^2 = 129.75 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 72.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 110.29 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 61.85 \text{ KN.m} \end{cases}$
- En appui : $M_a^x = M_a^y = 0.4 M_0^x = -51.9 \text{ KN.m}$

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35) \text{ m}^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

		Tableau VI.1. Résumé des résultats du ferrailage du radier.			
		$M \text{ (KN.m)}$	$A_{calculée} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$A_{choisie} \text{ (cm}^2/\text{ml)}$	$S_t \text{ (cm)}$
En travée	Sens x-x	110.29	11.1	8HA14=12.3 2	12.5
	Sens y-y	61.85	6.1	7HA12=7.92	15
En appuis		-51.9	5.1	5HA12=5.65	20

NB : On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

✚ **Vérification de condition de non fragilité**

✓ En travée : $\begin{cases} e \geq 12 \text{ cm} \\ \rho = 0,78 \end{cases} \text{ (Acier HA FeE400)} \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

▪ Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b \times h_r = 3.108 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_t^x = 11.1 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.02 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ Sens yy: $A_{min} = \rho_0 \times b \times h_r = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$

$$A_t^y = 6.1 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ En appuis :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\Rightarrow A_a = 5.1 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 3.98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

✚ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 131.22 \text{ KN} \\ V_u^y &= \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 59.78 \text{ KN} \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 131.22 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{131.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.32} \Rightarrow \tau_u = 0.41 \text{ MPa} < 1.17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{ c'est vérifiée}$$

⇒ Pas de risque de cisaillement suivant les deux sens.

✓ L'ELS

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

$$\mu_x, \mu_y \begin{cases} \rho = 0.78 \\ \nu = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0650. \\ \mu_y = 0.6841 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0650 \times 153.39 \times 3.26^2 = 105.96 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 0.6841 \times 105.96 = 72.49 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\triangleright \text{En travée : } \begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 90.07 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 61.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\triangleright \text{En appui : } M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -42.38 \text{ KN.m}$$

✚ Vérification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \end{cases}$$

✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).

- ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
- ✓ F.N: $\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y"}.$$

Tableau VI.2.Vérification des contraintes de radier.								
Sens	Moments (KN.m)	Aadoptée (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 90.07$	12.32	8.8	122182.5	7.5	Vérifié	296.59	NV
y-y	$M_t^y = 72.49$	7.92	7.6	85361.3	6.5		313.03	NV
Appuis	$M_a = -42.38$	5.65	6.6	64260.51	2		115.45	V

↳ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée pour les travées dans les deux sens . Donc il faut augmenter la section d'acier A_s .

Tableau VI.3.Recalcul des sections d'armatures à l'ELS.						
Sens	Moments (KN.m)	β	α	A_{calc} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)	S_t (cm)
x-x	$M_t^x = 105.07$	4.36×10^{-3}	0.35	15.8	8HA16=16.08	12.5
y-y	$M_t^y = 80.43$	3.51×10^{-3}	0.32	12.58	7HA16=14.07	15

Tableau VI.4.Revérifications des contraintes de radier.								
Sens	Moments (KN.m)	Aadoptée (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 90.07$	16.08	10.2	169050.3	6.2	Vérifié	198.76	Vérifié
y-y	$M_t^y = 72.49$	14.07	9.7	135375.5	5.2		179.32	
Appuis	$M_a = -42.38$	5.65	6.6	96683.3	2		115.45	

↳ Toutes les contraintes sont vérifiées.

Espacement des armatures

- ✓ Sens x-x: $S_t \leq \min[3h_r, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 12.5 \text{ cm}$
- ✓ Sens y-y: $S_t \leq \min[4h_r, 45 \text{ cm}] = 45 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

➤ **Schéma de ferrailage de radier**

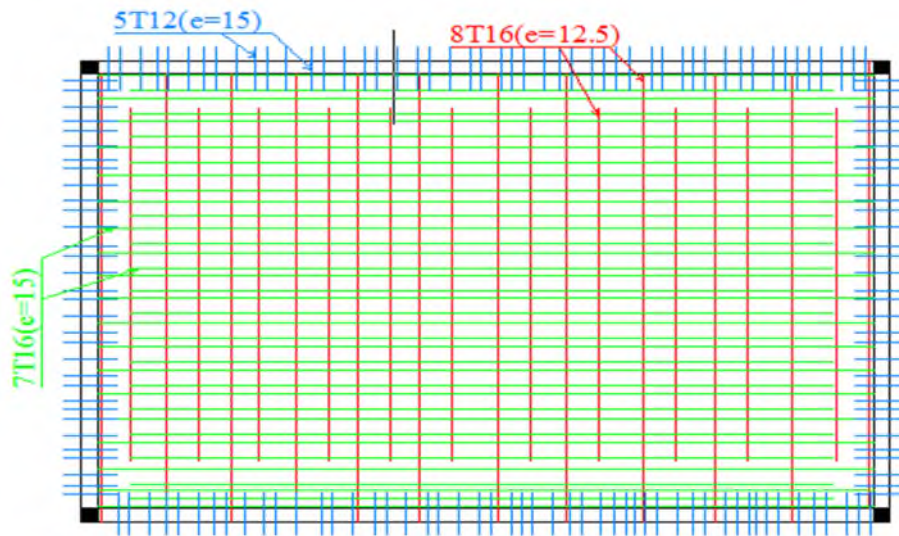


Figure VI.7. Ferrailage d'un panneau du radier.

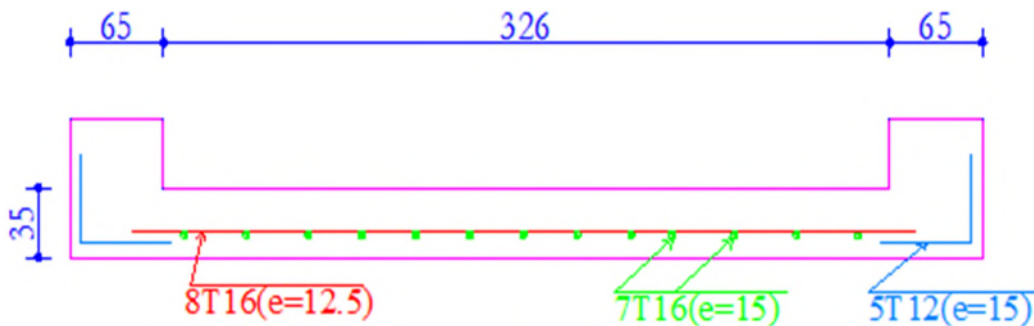


Figure VI.8. Coupe A-A (radier)

VI.2.4. Etude des nervures

Les nervures sont des poutres de section en T, noyées dans le radier. Elles sont calculées à la flexion simple.

VI.2.4.1. Dimensionnement de la nervure

$$h_t = 0.7\text{m}, h_r = 0.35\text{m}, b_0 = 0.65\text{m}, d = 0.67\text{m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.18}{10}; \frac{3.26}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(41.8; 163)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 45\text{cm}$$

$$\text{Donc } b = b_1 \times 2 + b_0 = 155\text{cm}$$

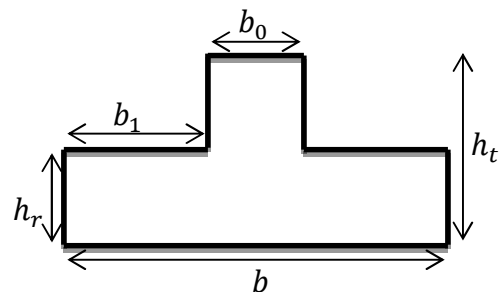


Figure VI.9. Section de la nervure à ferrailer

Le rapport $\rho = \frac{l_x}{l_y} > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, on prenant le cas le plus défavorable.

Pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

- ✓ P_m : charge uniforme qui produit le même moment maximum que la charge réelle.
- ✓ P_v : charge uniforme qui produit le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

Charge trapézoïdale	Charge triangulaire
$P_m = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) L_{xd} \right]$ $P_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) L_{xd} \right]$	$P'_m = P'_v = \frac{q}{2} \cdot \frac{\sum L_{xi}^2}{\sum L_{xi}}$ <p><u>Remarque</u> : si la nervure est soumise à un chargement triangulaire à deux coté</p>

Avec :

$$\checkmark \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}, \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y}$$

VI.2.4.2. Calcul des sollicitations

Pour le calcul des sollicitations, on utilise la méthode de « Caquot » :

❖ Moments aux appuis

$$M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l'_g + l'_d)}$$

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l, & \text{pour une travée de rive} \\ 0.8l, & \text{pour une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = -0.15 \times M_0$, avec : $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

❖ Moments en travée

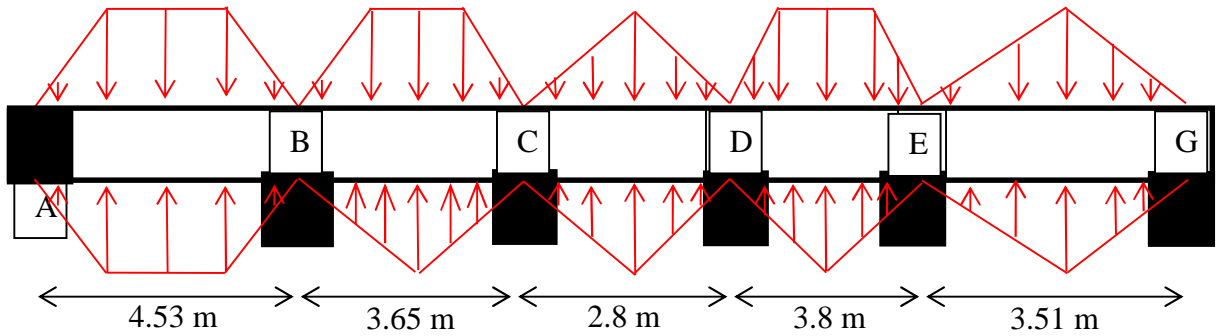
M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :



On a : $q_u = 212.8 \text{ KN/m}^2$

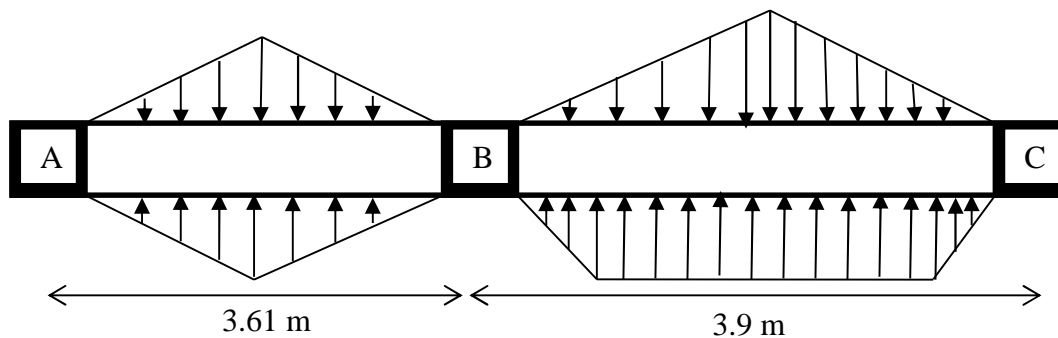
Tableau VI.5. Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	4.53	4.53	607.96	-80.44	-1093.57	1.89	1013.6
B-C	3.65	2.92	511.48	-1093.57	-365.5	2.21	161.13
C-D	2.8	2.24	293.3	-365.5	-536.4	1.19	157.16
D-E	3.8	3.04	528.62	-536.4	-551.71	1.89	410.12
E-F	3.51	3.51	366.88	-551.71	-48.29	2.14	293.03

Tableau VI.6. Sollicitations maximales (sens X-X)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	1013.6	-1093.57
Effort tranchant (KN)	1075.39	

Sens Y-Y :



On a : $q_u = 212.8 \text{ KN/m}^2$

Tableau VI.7. Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)

Travée	l (m)	l' (m)	P _m (KN/m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
				M _g	M _d		
A-B	3.61	3.61	377.34	-92.2	-762.84	1.31	232.9
B-C	3.9	3.9	516.10	-762.84	-159.81	2.24	543.05

Tableau VI.8. Sollicitations maximales (sens Y-Y)

Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	543.05	-762.84
Effort tranchant (KN)	474.735	

VI.3.3. Ferrailage

Tableau VI.9. Tableau De ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix (cm ² / ml)
Sens X-X	Travée	1013.6	46	12.53	8HA25+4HA16 = 47.32
	Appui	-1093.57	49.87	12.53	12T25 = 58.9
Sens Y-Y	Travée	543.05	23.98	12.53	12HA16 = 24.12
	Appui	-762.84	34.10	12.53	6HA25+6HA16 = 41.52

❖ **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = 2.47 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min[0.13 f_{c28}, 4 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

❖ **Vérification des contraintes**

On a : $q_s = 155.89 \text{ KN/m}^2$.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Tableau VI.10. Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	589.85	5.5	135.2	Vérifiée
	Appui	-669.14	7.5	197.1	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	256.63	3.6	175.42	Vérifiée
	Appui	-439.8	5	180.7	Vérifiée

❖ **Les armatures transversales**

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] = 20 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm}.$$

❖ **Espacements des aciers transversaux**

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 2 \times 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})}$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 73 \text{ cm} \quad S_{t3} \leq 21.13 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 60.3 \text{ cm} \quad \text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

- Armature de peaux

$$A_p = 0.2 \times b \times h$$

$$A_p = 4.59 \text{ cm}^2. \text{ On à choisit } 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

- ❖ Schémas de ferrailages

Tableau VI.11. Schémas de ferrailages des nervures	
Sens X-X	
Travée	Appui
Sens Y-Y	
Travée	Appui

Conclusion

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Bibliographie

- ❖ *Document Technique Réglementaire DTR BC 2.48 « Règles Parasismiques Algérienne RPA 99 version 2003 ».*
- ❖ *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (BAEL 91).*
- ❖ *Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (Code de Béton Armé (CBA 93)).*
- ❖ *DTR BC 2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».*
- ❖ *Cours de Béton Armé : 3^{ème} année et Master 1.*
- ❖ *Anciens mémoires de fin d'étude.*
- ❖ *Logiciels utilisés :*
 - *SAP 2000 version 14.2.2.*
 - *Robot expert*
 - *Socotec .*

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = L_x/L_y$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u \times v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

$Lx \times Ly$

Avec $Lx < Ly$.

		u/Lx										
		v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9
Valeur de M ₁	0.0	/	0.254	0.187	0.154	0.131	0.115	0.102	0.090	0.081	0.073	0.067
	0.1	0.302	0.235	0.183	0.152	0.130	0.114	0.101	0.089	0.080	0.073	0.067
	0.2	0.260	0.214	0.175	0.148	0.128	0.112	0.099	0.088	0.079	0.072	0.066
	0.3	0.227	0.196	0.164	0.142	0.124	0.109	0.097	0.086	0.078	0.070	0.065
	0.4	0.202	0.178	0.153	0.134	0.118	0.105	0.093	0.083	0.075	0.068	0.063
	0.5	0.181	0.160	0.141	0.126	0.113	0.100	0.089	0.080	0.073	0.066	0.060
	0.6	0.161	0.146	0.130	0.118	0.106	0.095	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057
	0.7	0.144	0.133	0.121	0.110	0.098	0.088	0.079	0.072	0.065	0.058	0.054
	0.8	0.132	0.123	0.113	0.102	0.092	0.083	0.074	0.067	0.061	0.055	0.049
	0.9	0.122	0.114	0.103	0.093	0.084	0.076	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046
	1.0	0.112	0.102	0.093	0.084	0.075	0.068	0.062	0.057	0.051	0.046	0.042
Valeur de M ₂	0.0	/	0.310	0.200	0.167	0.149	0.134	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081
	0.1	0.253	0.208	0.173	0.151	0.136	0.123	0.110	0.099	0.089	0.081	0.074
	0.2	0.202	0.175	0.152	0.137	0.123	0.110	0.100	0.089	0.082	0.074	0.067
	0.3	0.167	0.150	0.135	0.123	0.110	0.099	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061
	0.4	0.143	0.132	0.122	0.110	0.098	0.088	0.081	0.074	0.067	0.061	0.056
	0.5	0.128	0.118	0.108	0.097	0.088	0.080	0.073	0.067	0.062	0.056	0.051
	0.6	0.114	0.106	0.096	0.087	0.079	0.073	0.067	0.062	0.056	0.052	0.047
	0.7	0.102	0.094	0.086	0.078	0.073	0.067	0.062	0.057	0.052	0.047	0.043
	0.8	0.09	0.083	0.077	0.072	0.066	0.062	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038
	0.9	0.081	0.076	0.071	0.066	0.061	0.056	0.052	0.047	0.043	0.038	0.035
	1.0	0.073	0.069	0.065	0.060	0.055	0.050	0.047	0.043	0.038	0.035	0.032

Annexe 3

Sections en (cm²) de N armatures de diamètre ϕ en (mm)

ϕ :	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.8
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.5
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.2
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Annexe 5

Conclusion de Rapport du sol

OCT 2011

CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

Le terrain choisi par l'EURL AGUR Immo sise à Béjaia, pour recevoir des constructions à usage d'habitation est un terrain en pente abrupte, constitué d'un sol de portance moyenne à bonne. Il est de constitution géologique marneuse limoneuse en surface, à marneuse argileuse parfois schisteuse en profondeur, avec passage à blocs rocheux de moyenne à grande dimension.

Les sondages pénétrométriques ont révélé un sous sol homogène vis-à-vis de sa résistance, qui est favorable à une profondeur de 1 mètre de profondeur.

En fait et étant donnée le relief du terrain d'assise, nous préconisons :

Exemple de fondations superficielles : On préconise l'utilisation de semelles filantes avec armatures transversales et poutres de rigidité : étant donnée le relief qui nécessite de donner aux fondations une certaine rigidité longitudinale capable de palier aux tassements différentiels, la fondation par semelle filante doit porter les charges en travaillant en poutre longitudinale.

La profondeur de la sous face des fondations doit être $\geq 1/10$ de la hauteur de l'immeuble par rapport à la cote forme d'assise.

Le taux de travail à prendre en considération dans les calculs est de **1.8 bars**.

En outre, il est préconisé :

L'étude et la réalisation d'un drainage très efficace en amont des murs de soutènement et autour des constructions.

Eviter tout terrassement avant l'assèchement total du sol.

Entreprendre la réalisation des fondations juste après terrassements.

Entreprendre la plantation d'arbres, afin de permettre l'évaporation, l'évapotranspiration normales des eaux souterraines et la stabilité du versant.

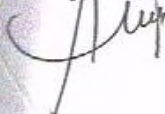
Homogénéiser les profondeurs d'ancrage pour éviter les dissymétries.

Il est utile de rappeler que l'utilisation des talus (sol) comme élément coffrant est strictement déconseillé.

Béjaia, le 26 OCT 2011

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG



LE GERANT



Chapitre I

Chapitre II

Chapitre III

Chapitre IV

Chapitre V

Chapitre VI