جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA de Bejaia
Faculté de Technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

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

Option : Matériaux et Structures

Thème

Etude d'un bâtiment (R+10+2 Sous-sols) à usage d'habitation contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques).

Réalisé par

BENSAID Walid
BOUAH Mahmoud

Encadré par

Mme. LAOUBI Kh.

Jury

Mr. LAICHAOUI
Mr. HADDI

Promotion 2016

Remerciements

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

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

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

A Mme LAOUBI Kh. : notre promotrice, pour avoir acceptée de nous guider sur le bon chemin du travail.

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

Nous remercions également tous les enseignants qui ont contribués à assurer notre formation durant tout notre cycle universitaire.

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

Walid et Mahmoud.

Dédicaces

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

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont toujours été là pour moi, et qui m'ont donné un magnifique modèle de labeur et de persévérance afin de me voir devenir ce que je suis,

Merci mes parents.

A mes très chers frères : Atik et Nadjib.
A toute la famille BENSAI (Cousins et cousines) sans exception.
A mes chères tantes et oncles, et à la mémoire
de mon Khali ''Allouti Azzedine''
A mon binôme Mahmoud et sa famille.
A mes copains de chambre D08 de la RUTO.
A tous mes amis sans exception, et à tous ceux qui me sont chère.

Walid.

Dédicaces

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

durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail

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

***À** la mémoire de mon très chère grand-frère « Amar ».*

***À** mes chers frères et leurs épouses qui m'ont soutenu et encouragé durant toutes mes études, en particulier « Boualem ».*

***À** ma chère et future épouse.*

***A**ux petits anges de la famille « Aya, Salsabile, F.Zahra, N.Houda, Aymane, A/Rahmane, Fadi, Anis…. »*

***À** ma très chère grand-mère.*

***À** mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère « zitouni, Sofiane », et à mes copains de chambre D8« Kader et Mohand ».*

***E**nfin, je remercie mon binôme Walid ainsi que toute sa famille.*

Mahmoud

Sommaire

Chapitre I : Généralités

Introduction 2
I.1. Présentation de l'ouvrage 2
I.2. Caractéristiques de la structure 2
I.3. Les règlements et les normes utilisés 3
I.4. Les Matériaux 3
I.5. Actions et sollicitations 6
Conclusion 8

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

Introduction 10
II.1. Pré dimensionnement des éléments 10
II.2. Evaluation des charges et surcharges 17
II.3. Descente de charge 20
II.4. Vérification du poteau le plus sollicité 25
Conclusion 27

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1. Calcul des planchers à corps creux 29
III.2. Etude des planchers à Dalles pleines 51
III.3. Etude des escaliers 64
III.4. Etude de la rampe 74
III.5. Etude de l'ascenseur 79
III.6. Etude de l'acrotère 86

Chapitre IV : Etude dynamique

Introduction 93
IV.1. Objectifs et exigences 93
IV.2. Méthode de calcul 93
IV.3. Disposition des voiles 97
IV.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000 97
Conclusion 103

Chapitre V : Etude des éléments structuraux

Introduction 105

V.1. Etude des poteaux 105

V.2 . Etude des poutres 113

V.3. Etude des voiles 121

Conclusion 131

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

Introduction 133

VI.1. Choix du type des fondations 133

VI.2. Etude des fondations 133

VI.5. Etude du mur adossé 145

Conclusion 148

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des tableaux

Tab. I.1. Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	8
Tab. II.1. Charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.	12
Tab. II.2. Dimension des escaliers Type 1 (RDC).	14
Tab. II.3. Dimension des escaliers Type 2 (étage courant).	14
Tab. II.4. Sections préalables des poteaux	16
Tab. II.5. Évaluation des charges et surcharges des planchers	16
Tab. II.6. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.	17
Tab. II.7. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.	17
Tab. II.8. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.	17
Tab. II.9. Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs.	18
Tab. II.10. Évaluation de la charge « G » des volées.	18
Tab. II.11. Charge permanente revenant au pallier.	18
Tab. II.12. Poids propre des poteaux.	21
Tab. II.13. Descente de charge du poteau P1.	23
Tab. II.14. Descente de charge du poteau P2.	24
Tab. II.15. Résultats de vérification à la compression simple.	25
Tab. II.16.Résultats de vérification au flambement pour le poteau P1.	26
Tab. II.17. Résultats de vérification à l'exigence du RPA pour le poteau P1.	26
Tab. III.1. Chargement sur les poutrelles.	32
Tab. III.2. Sollicitations des poutrelles RDC et étage courant (Type T1).	38
Tab. III.3. Sollicitations des poutrelles RDC et étage courant (Type T2).	38
Tab. III.4. Sollicitations des poutrelles RDC et étage courant (Type T3).	39
Tab. III.5. Sollicitations des poutrelles RDC et étage courant (Type T4).	39
Tab. III.6. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T1).	39
Tab. III.7. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T2).	39
Tab. III.8. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T3).	39
Tab. III.9. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T4).	40
Tab. III.10. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type T1).	40
Tab. III.11. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type T2).	40
Tab. III.12. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type T3).	40
Tab. III.13. Les Sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles.	40
Tab. III.14. Calcul des armatures principales.	43
Tab. III.15. Vérification de cisaillement et l'effort tranchant à l'ELU.	44
Tab. III.16. Vérification des contraintes à L'ELS.	46
Tab. III.17. Vérification de la flèche pour terrasse accessible	49
Tab. III.18. Schéma de ferraillage des poutrelles.	50
Tab. III.19. Ferraillage de la dalle sur quatre appuis.	54
Tab. III.20. Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis	55
Tab. III.21 Résultats de ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis.	57
Tab. III.22. Vérifications la contrainte du béton et celle de l'acier	58
Tab. III.23 Résultats de ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis.	60

Tab. III.24. Vérifications la contrainte du béton et celle de l'acier 60
Tab. III.25. Résultats de ferraillage du palier de repos 67
Tab. III.26. Vérifications la contrainte du béton et celle de l'acier 68
Tab. III.27. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM 69
Tab. III.28. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis 69
Tab. III.29. Les sollicitations de la poutre palière. 71
Tab. III.30. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple. 71
Tab. III.31. Vérification de l'état limite de compression de béton. 73
Tab. III.32. Les sollicitations de la rampe. 74
Tab. III.33. Résultats de ferraillage de la rampe. 74
Tab. III.34.Vérification des contraintes à l'ELS 75
Tab. III.35. Chargement qui revient à la poutre brisée. 76
Tab. III.36. Les sollicitations sur la poutre brisée. 76
Tab. III.37. Résultats de ferraillage de la poutre brisée. 76
Tab. III.38. Vérification des contraintes à l'E.L.S. 77
Tab. III.39. Ferraillage de la dalle de l'ascenseur. (Dalle au-dessous). 80
Tab. III.40. Vérification des contraintes en travée (sens x-x). 81
Tab. III.41. Vérification des contraintes en travée (sens y-y). 81
Tab. III.42. Vérification des contraintes en appuis. 81
Tab. III.43. Ferraillage de la dalle de l'ascenseur. (Dalle au-dessous). 83
Tab. III.44. Vérification des contraintes en travée (sens x-x). 85
Tab. III.45. Vérification des contraintes en travée (sens y-y). 85
Tab. III.46. Vérification des contraintes en appuis. 85
Tab. III.48. Revérification des contraintes en travée (sens y-y). 85
Tab. III.49. Charges et surcharges. 89
Tab. III.50. Différentes combinaisons à utiliser. 87
Tab. III.51. Chargement qui revient à l'acrotère. 90
Tab. IV.1. Valeurs des pénalités Pq 94
Tab. IV.2. Période et taux de participation massique. 98
Tab. IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et les voiles. 99
Tab. IV.4. Vérification de l'interaction sous charge horizontale. 100
Tab. IV.5. Vérification de la résultante des forces. 100
Tab. IV.6. Vérification des déplacements selon x-x. 101
Tab. IV.7. Vérification des déplacements selon y-y. 101
Tab. IV.8. Vérification de l'effet P-Δ. 102
Tab. IV.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux. 102
Tab. V.1. Les sections minimales et maximales dans les poteaux Préconisés par le RPA99/V2003. 106
Tab. V.2. Sollicitations dans les poteaux. 107
Tab. V.3. Armatures longitudinales des poteaux. 107
Tab. V.4. Armature transversale des poteaux. 108
Tab. V.5. Vérification du flambement pour les poteaux. 110
Tab. V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux. 110
Tab. V.7. Vérification des contraintes tangentielles. 111
Tab. V.8. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003. 114
Tab. V.9. Les sollicitations les plus défavorables. 114
Tab. V.10. Armatures longitudinales des poutres. 114
Tab. V.11. Vérification de l'effort tranchant. 116

Tab. V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement. 116
Tab. V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS. 117
Tab. V.14. Moments résistant dans les poteaux. 118
Tab. V.15. Moments résistant dans les poutres. 118
Tab. V.16.Vérification de la zone nodale. 119
Tab. V.17. Sollicitations maximales dans le voile V_{X1}=2.3m à tous les niveaux. 123
Tab. V.18. Sollicitations maximales dans le voile V_{X2}=2m à tous les niveaux. 124
Tab. V.19. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1}=2.25m à tous les niveaux. 124
Tab. V.20. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1}=2.25m à tous les niveaux. 124
Tab. V.21. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1}=2.25m à tous les niveaux. 125
Tab. V.22. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1}=2.25m à tous les niveaux. 125
Tab. V.23. ferraillage le voile Vx1=2.3m sur toute la hauteur. 128
Tab. V.24. ferraillage le voile Vx2 = 2m sur toute la hauteur. 128
Tab. V.25. Ferraillage du voile V_{y1}=2.25m sur toute la hauteur. 129
Tab. V.26. Ferraillage du voile V_{y2}=2.25m sur toute la hauteur. 129
Tab. V.27. Ferraillage du voile V_{y3}=2.25m sur toute la hauteur. 130
Tab. V.28. Ferraillage du voile V_{y4}=2.25m sur toute la hauteur. 130
Tab.VI.1 Résumé des résultats de ferraillages du radier. 139
Tab.VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier. 139
Tab.VI.3. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU. 141
Tab.VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELS. 141
Tab.VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU. 142
Tab.VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS. 142
Tab.VI.7. Résumé des résultats de ferraillage des nervures. 143
Tab.VI.8. Vérification des contraintes des nervures du radier. 143
Tab.VI.9. Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier. 144
Tab.VI.10. Section des armatures du mur adossé. 146
Tab.VI.11. Vérification des contraintes. 147

Liste des figures

Fig. I.1. Diagramme contraintes déformations à L'ELU.	4
Fig. I.2. La contrainte de compression à ELS.	5
Fig. I.3. Diagramme des contraintes déformations pour les aciers	6
Fig. II.1. Shéma d'un plancher à corp creux	10
Fig. II.2. Schéma d'une coupe transversale de poutrelle	11
Fig. II.3. Schéma de disposition des poutrelles.	11
Fig. II.4. Coupe verticale de l'acrotère de terrasse inaccessible	13
Fig. II.5. Coupe verticale de l'acrotère de terrasse accessible	13
Fig. II.6. Composantes d'un escalier	13
Fig. II.7.différente types d'escaliers	14
Fig. II.8. 1ère et 3éme volée type 1	14
Fig. II.9. 2éme volée type 1	14
Fig. II.10. 1ère et 3éme volée type 2	15
Fig. II.11. Coup sur un voile	16
Fig. II.12. Schéma de repérage des poteaux P1 et P2.	20
Fig. II.13. Surface qui revient au poteau P1.	20
Fig. II.14. Surface qui revient au poteau P2.	24
Fig. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.	29
Fig. III.2. Diag des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.	29
Fig. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées	30
Fig. III.4. Diag des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées	30
Fig. III.5. Différents types de poutrelle (RDC et étage courants)	31
Fig. III.6. Différents types de poutrelle (terrasse accessible)	31
Fig. III.7. Différents types de poutrelle (terrasse inaccessible)	32
Fig. III.8. Schéma statique de la poutrelle T1 (étage courant).	32
Fig. III.9. Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant).	34
Fig. III.10. Schéma statique de la poutrelle T3 (étage courant).	36
Fig. III.11. Schéma du ferraillage de la dalle de compression.	51
Fig. III.12. Schéma d'une dalle sur quatre appuis.	51
Fig. III.13. Schéma de ferraillage Dalle pleine sur quatre appuis.	56
Fig. III.14. Schéma d'une dalle sur trois appuis.	56
Fig. III.15. Coupe transversale en appui (dalle sur 3appuis)	59
Fig. III.16. Schéma d'une dalle sur trois appuis.	59
Fig. III.17. Coupe transversale en appui (dalle sur 3appuis)	61
Fig. III.18. Schéma d'une dalle sur deux appuis.	61
Fig. III.19. Schéma statique de la dalle sur deux appuis.	61
Fig. III.20. Schéma de ferraillage d'une dalle sur un seul appui.	64
Fig. III.21. Schéma statique de la volée 1et3	64
Fig. III.22. Schéma de ferraillage des deux volées (1ere et 3ème).	65
Fig. III.23. Schéma statique de la volée 2	65
Fig. III.24. Schéma de ferraillage du la 2éme volée	66
Fig. III.25 Disposition des armatures dans la paillasse.	66
Fig. III.26. Schéma d'une dalle sur trois appuis.	67
Fig. III.27. Schéma de ferraillage du palier en travée	68

Fig. III.28. Schéma de ferraillage du palier en appuis 68
Fig. III.29. Schéma statique de la poutre brisée. 69
Fig. III.30. Schéma de ferraillage de la poutre brisée. 71
Fig. III.31. Schéma statique de la poutre palière 71
Fig. III.32. Schéma de ferraillage de la poutre palière. 73
Fig. III.33. Schéma statique de la rampe 74
Fig. III.34. Schéma de ferraillage de la rampe 75
Fig. III.35. Schéma statique de la poutre brisée 75
Fig. III.36 Coupe transversale du ferraillage de la poutre brisée de la rampe 79
Fig. III.37. Schéma de ferraillage de la dalle au-dessous de l'ascenseur 81
Fig. III.38. Schémas représentant la surface d'impact 82
Fig. III.39. Calcul de périmètre au niveau de la feuille moyenne. 82
Fig. III.40. Schéma de ferraillage de la dalle au-dessus de l'ascenseur. 86
Fig. III.41. Acrotère 86
Fig. III.42. Les sollicitations sur l'acrotère. 87
Fig. III.43 : Schéma de ferraillage de l'acrotère 90
Fig. III.44 : Schéma de ferraillage de l'acrotère terrasse accessible 90
Fig. IV.1. Spectre de réponse. 96
Fig. IV.2. Disposition des voiles. 97
Fig. IV.3. 1er mode de déformation (Translation suivant x-x). 97
Fig. IV.4. 2eme mode de déformation (Translation suivant y-y). 97
Fig. IV.5. 3eme mode de déformation (torsion au tour de z-z). 98
Fig. V.1. Zone nodale. 105
Fig. V.2. Section d'un poteau. 110
Fig. V.3. Disposition des armatures des poteaux 112
Fig. V.4. Schéma de ferraillage des poteaux. 113
Fig. V.5. Schéma de la zone nodale. 118
Fig. V.6. Disposition constructive des armateurs dans les poutres. 119
Fig. V.7. Schéma de ferraillage des poutres principales 120
Fig. V.8. Schéma de ferraillage des poutres secondaires 120
Fig. V.9. Disposition des armatures dans les voiles. 122
Fig. V.10. Schéma de répartition des voiles. 123
Fig. V.11. Schéma d'un voile plein. 125
Fig. V.12. Schéma de ferraillage du voile V_{x1}. 131
Fig. VI.1. Semelle isolée. 133
Fig. VI.2. Semelle filante. 134
Fig. VI.3. Schéma de ferraillage de la dalle du radier. 140
Fig. VI.4. Schéma de rupture de la dalle du radier 140
Fig. VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x. 141
Fig. VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y. 142
Fig. VI.7. Section à ferrailler 142
Fig. VI.8. Schéma de ferraillage des nervures (x-x) 144
Fig. VI.9. Schéma de ferraillage des nervures (y-y) 145
Fig. VI.10. Schéma du mur adossé. 145
Fig. VI.11. Répartition des contraintes sur le mur adossé. 146
Fig. VI.12. Dalle sur quatre appuis 146
Fig.VI.13. Schéma de ferraillage du mur adossé

Symboles Et Notations

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A_t : Section d'un cours d'armature transversal.

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m^2).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_d, E_c : Sont les modules de déformation.

ev : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

$\Delta f_{t\ adm}$: la flèche admissible.

F : Cœfficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

H : hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m^4).

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

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x = distance entre nus de poutrelles.

Ly = distance entre axes d'appuis des poutrelles principales.

l' : longueur fictive.

$l_g^{'}$ et $l_d^{'}$: Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

Ma : Moment sur appui.

Mu : Moment de calcul ultime.

Mser : Moment de calcul de service.

Mt : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j.

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

Ns : Effort normal de service.

Nu : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

n : est le nombre de marches sur la volée, Coefficient d'équivalence.

N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN).

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m^2).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T_2**:** période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W: poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

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

b_0 : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R

fe : Limite d'élasticité.

f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa).

h_t : hauteur total du radier (m).

h_N : hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

υ : Coefficient de poison

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

γ_w : Poids volumique de l'eau (t/m^3).

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

¨ : Angle de frottement interne du sol (degrés).

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

q : chargement KN/ml..

$^2_{ultim}$: Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

^2_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

¦ : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction Générale

Introduction générale

La construction était et reste l'une des grandes préoccupation de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tout les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en ville et les importantes demandes en logement et espace de travail (bureaux , atelier....).

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

Les ingénieurs sont toujours confrontés aux problèmes de la non connaissance exacte des lois de comportements des matériaux ainsi que celles des sollicitations, ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calculs des structures avec un compromis entre cout et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécus, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoir public avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel les 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.

Dans le présent travail on présentera une étude détaillée d'un bâtiment R+10+2sous-sol, fondé sur un radier général et contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis les efforts verticaux et horizontaux, sur le comportement de la structure.

Pour cela, nous allons suivre les démarches décrites sur le plan de travail qui est le suivant

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure,

Et on termine par une conclusion générale qui synthétise notre travail.

Chapitre I

Généralités

Introduction

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appuis, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

Pour qu'une étude génie civil soit bien faite, la reconnaissance des caractéristiques géométriques de la structure et des caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans sa réalisation est indispensable, à cet effet, on consacre ce chapitre pour l'étude de ces caractéristiques.

I.1. Présentation de l'ouvrage

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment qui regroupe deux sous-sols et RDC plus dix étages à usage d'habitation, classé dans le groupe d'usage 2 selon la classification du RPA99/version2003 (Art3.2*).*

Notre projet est implanté dans la wilaya de Bejaia à 50 m au nord du boulevard Krim Belkacem, à l'ouest du parc de loisirs de Bejaia, délimité par un (souk el fellah) à l'Est, les lots n° 45 et 46 à l'ouest *et o*ued Sghir au sud

La zone d'implantation est classée selon *le RPA99/version 2003* comme zone IIa (moyenne sismicité).

Étude du sol

Les études faites sur le sol ou le projet sera implanté ont donnés les conclusions suivantes

- La contrainte admissible du sol tirée de la portance : σ_{adn} = 1.2 bars
- Le sol est globalement de portance moyenne à faible.
- Le sous sol est assez compressible, consolidé et peut présenter des tassements allant jusqu'à environ 13 cm.

I. 2. Caractéristiques de la structure

➢ Architecturales

Le bâtiment est constitué de

- ✓ deux sous-sols (parking).
- ✓ Un RDC à usage d'habitation avec un accès au parking du sous-sol et dix étages courants à usage d'habitation, chacun contient deux appartements type F3 et un appartement type F2.
- ✓ Une terrasse accessible plus une terrasse inaccessible.

➢ Géométrie

Les dimensions de la structure sont données comme suit

- ✓ Hauteur totale du bâtiment (y compris acrotère) : 37,20 m
- ✓ Hauteur du RDC : 3,50 m
- ✓ Hauteur des sous-sols : 2,85 m
- ✓ Hauteur de l'étage courant : 2,80 m
- ✓ Largeur totale du bâtiment : 17.45 m
- ✓ Longueur totale du bâtiment : 18.65 m

➢ Définition des éléments de l'ouvrage

- **Ossature:** Selon le *RPA99/version2003(Art3.4.A.1.a)*, tout ouvrage dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone considérée, sera constitué par voiles ou par voiles-portiques.

L'ossature sera mixte (voiles-portiques), car cette structure présente un aspect intéressant du point de vue économique.

- **Planchers** : Ils ont constitués de dalles pleines et de corps creux avec une dalle de compression en béton armé, formant ainsi un diaphragme horizontal rigide, transmettant les charges horizontales aux éléments verticaux, tout en assurant la compatibilité des déformations.

  Le choix de ce type de plancher est basé sur sa résistance et ses caractéristiques d'isolation acoustique et thermique.
- **L'infrastructure** : Sera réalisée en béton armé en assurant

- La transmission des charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La limitation des tassements différentiels.
- L'encastrement de la structure dans le sol.

- **Escaliers:** Le bâtiment comprend deux types d'escaliers (à deux voilées et à trois voilées)
- **Balcons** : Les balcons seront réalisés en dalle pleine.
- **L'acrotère** : C'est un élément en béton armé, encastrés à sa base au plancher terrasse.
- **Ascenseur** : Élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

I.3. Les règlements et les normes utilisés

- Code du béton armé (CBA93).
- Règlement parasismique algérienne (RPA99 / version 2003).
- Béton armée aux états limites (BAEL91/version 99).
- Règle de calcul des fondations superficielles (DTR B.C.2.2.33.2).
- Charges permanentes et surcharges d'exploitations (DTR BC.2.2).

I.4. Les Matériaux

I.4.1.Béton

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment), de l'eau de gâchage et éventuellement des adjuvants. Pour avoir une bonne résistance précise et une bonne qualité après durcissement le dosage en ciment varie entre 300-400Kg /m^3 de béton mis en œuvre, au-dessous de 300Kg/m^3 les règles du *BAEL 91* ne sont plus applicables.

Le rapport entre la masse d'eau (E) et de ciment (C) contenue dans le béton est l'une des valeurs caractéristique les plus importantes du béton frais et du béton durci. Lorsque le rapport E/C augmente le béton frai devient plus maniable, par contre la qualité d'un béton après le durcissement est d'autant meilleure que le rapport E/C est faible

2. Caractéristiques mécaniques

A. Résistance à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours, notée f_{cj} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32cm de hauteur.

Pour j ≤ 28 jours

Pour $f_{c28} \leq 40\,\text{MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(4{,}76 + 0{,}83j)]f_{c28}$ *(CBA93 Art: A.2.1.1.1)*

Pour $f_{c28} > 40\,\text{MPa} \Rightarrow f_{cj} = [j/(1{,}4 + 0{,}95j)]f_{c28}$ *(CBA93 Art: A.2.1.1.1)*

Pour : 28 < j < 60 jours $\Rightarrow f_{cj} = f_{c28}$ *(CBA93 Art : A.2.1.1.1)*

pour : j ≥ 60 jours $\Rightarrow f_{cj} = 1{,}1 f_{c28}$ *(CBA93 Art : A.2.1.1.1)*

Pour l'étude on opte pour $f_{c28} = 25\,\text{MPA}$

B. Résistance à la traction

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

$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$ Pour $f_{cj} \leq 60\,\text{MPa}$ (CBA93 .Art : A.2.1.1.2)

f_{t28}=2.1MPa.

C. Module de déformation longitudinale du béton

A court terme E_{ij}

$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$ $T \leq 24\,h$ (CBA93 .Art: A.2.1.1.2)

$f_{c28} = 25\,MPa \Rightarrow E_{ij} = 32164.2 MPa$

A long terme E_{vj}

$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \Rightarrow E_{vj} = 10818.86$ MPa $T > 24\,h$

Cœfficient de poisson

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

$\begin{cases} \neg = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \neg = 0{,}2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$ (CBA93 Art A.2.1.3)

D. Le module de déformation transversale du béton G

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\neg + 1)}$$

Diagramme contrainte déformation

- **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime**

$$\pm_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{- \times ¥_b} \text{ [MPa]}$$

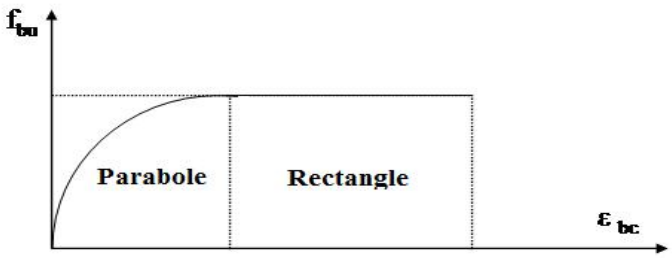


Fig. I.1 : Diagramme contraintes déformations à L'ELU

- **La contrainte de compression ($\overline{\pm}_{bc}$) à ELS (CBA 93 art. A.4.5.2)**

$\overline{\pm}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15$ MPa

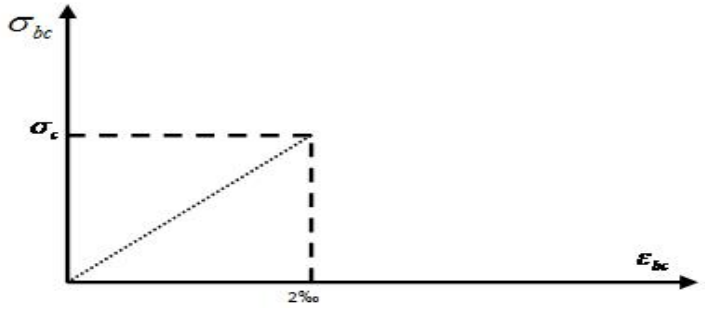


Fig. I.2 : La contrainte de compression ($\overline{\pm}_{bc}$) à ELS

- **La contrainte de cisaillement du béton**

Elle est limité par ²<²*adm*..

Cas de fissuration peu nuisible

$\overline{²}_u \leq \min(0,13\ f_{c28}; 5\ MPa)$

D'où : $\overline{²}_u = 3,25\ MPa$

Cas de fissuration nuisible ou très nuisible

$\overline{²}_u \leq \min(0,1\ f_{c28}; 4\ MPa)$ D'où : $\overline{²}_u = 2,5\ MPa$

I.4.2.Aciers

1. **Définition**

L'acier est un mélange de fer et de carbone en faible pourcentage, c'est un matériau caractérisé par sa bonne résistance aussi bien à la traction qu'a la compression.

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité, On distingue

- **Les treillis soudés :** Les treillis soudés sont formés par assemblage de barres ou de fils lisses ou à haute adhérence par soudage de chaque point de croisement de nuance FeE500
- **Les ronds lisses :** Ce sont des barres laminées de sections circulaires.
- **Les barres de haute adhérence :** Ce sont des barres de section circulaire ayant subit un traitement mécanique, dans le but de présenter une surface rugueuse, et ceci afin d'augmenter l'adhérence entre l'acier et le béton.

2. **Caractéristiques mécaniques des aciers (HA)**

à E.L.U

$$\begin{cases} \pm_s = \dfrac{f_e}{¥_s} & \text{Pour: } £_{se} \leq £_s \leq 10\% \\ \pm_s = E_s \times £_s & \text{Pour: } £_s \leq £_{se} \end{cases}$$

Avec : $\varepsilon_s : \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s}$; $\gamma_s = \begin{cases} 1{,}5 \text{.....Pour le cas courant.} \\ 1 \text{.....Pour le cas accidentel.} \end{cases}$ ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

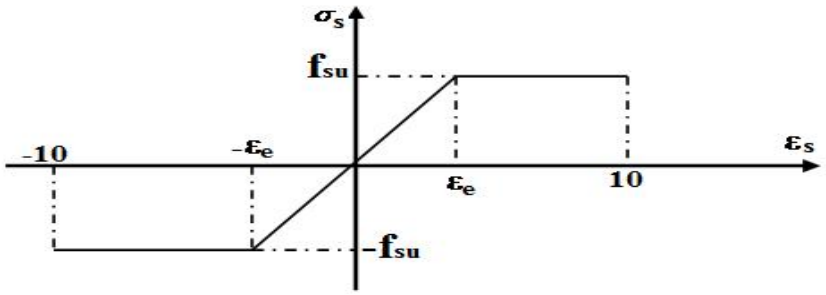


Fig. I.3 : Diagramme des contraintes déformations pour les aciers

Pour le cas de ce projet

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

à E.L.S

- **Cas de fissuration peu nuisible** : Pas de vérification à faire
- **Cas de fissuration préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, \max\left(240\ Mpa; 110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)\right)$$

- **Cas de fissuration très préjudiciable**

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, \max\left(200\ Mpa; 90\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)\right)$$

Protection des Armatures (l'enrobage « e »)

On adopte : e=h-d avec d=0.9h

I.5. Actions et sollicitations

I.5.1. Les Actions *CBA 93 (art A.3.1.1)*

On appelle actions, les forces et les couples dues aux charges appliquées et aux déformations imposées à une construction, elles proviennent donc :

- des charges permanentes.
- des charges d'exploitations.
- des charges climatiques.

1) Les Actions Permanentes (G)

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent

- Le poids propre des éléments de la structure.
- Le poids des revêtements et cloisons.
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

2) Les Actions Variables (Q)

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux

- Charges d'exploitation appliquées au cours d'exécution.
- Effet de la température.
- Charges climatiques (vent, neige).
- Charges non permanente appliquées aux cours de l'exécution.

3) Les Actions Accidentelles (E)

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est très courte. Par exemple (Séismes, Explosions, Chocs…).

I.5.2. Les sollicitations : CBA93 (Art A.3.3.1)

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexions et de torsions).

1. Les combinaisons d'action

a) Combinaisons fondamentales ELU : *BAEL91 (Art. A.3.3.21)*

Lors des situations durables ou transitoires, il y a lieu de considérer

$1.35\,G_{max} + G_{min} + ¥_{Q1}\,Q_1 + \sum 1.3 \cdot_{0i} Q_i$

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec i> 1)

$\cdot_0$, $\cdot_1$ et $\cdot_2$: Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données par Expressions dans lesquels *CBA 93(Art A 3.1.3.1).*

$$\begin{cases} ¥_{Q1} = & 1.5 \text{ dans le cas général} \\ & 1.35 \end{cases}$$

b. Situations accidentelles ELS: (Art. A.3.3.22 BAEL91)

$G_{max} + G_{min} + F_A + \cdot_{11} Q_1 + \sum \cdot_{2i} Q_i$

Avec : F_A : valeur normale de l'action accidentelle

$\cdot_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\cdot_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

2. Combinaisons d'actions données par le RPA 99/version 2003

Selon la RPA les combinaisons d'action sont

- **Situations durables :** $\begin{cases} \text{ELU} : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$

- **Situations accidentelles**

$$\begin{cases} G+Q\pm E \\ 0.8\times G\pm E \end{cases}$$

Conclusion

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPA)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : * situation durable	14,2
	* situation accidentelle	18,45
	Contrainte limite à l'ELS ($\pm_{bc}$)	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818.86
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 * 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU :* situation accidentelle	400
	* situation courante	348
	Contrainte à l'ELS : *FPN * FN * FTN	

Tab I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction

Afin de procéder aux différents calculs de résistance (ELU), de stabilité et de durabilité (ELS) des éléments porteurs et non porteurs d'une structure, un pré dimensionnement préalable de ces derniers s'impose.

Cette étape (qui fera l'objet de ce second chapitre) à pour but de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Ces sections sont choisies conformément aux préconisations du RPA 99/Version 2003, BAEL 91 modifié 99, CBA93 et les différents DTR.

II-1- Pré dimensionnement des éléments

On distingue : éléments secondaires (Planchers, escaliers, acrotère) et éléments structuraux (Poutres, poteaux et voiles).

II-1-1- Éléments non structuraux

II-1-1-1- Les Planchers

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils supportent les surcharges d'exploitation (véhicule, personnes…) et les charges permanentes (cloisons, revêtements…) et les retransmet aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, qui les reportent aux fondations.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés : Plancher à corps creux pour le RDC et les étage courant, plancher à dalle pleine en sous-sols.

A- Plancher à corps creux

Elément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges, un rôle d'isolation thermique et acoustique, et séparateur entre deux étages. Il est composé de corps creux, poutrelles et une dalle de compression.

Par conséquent le **CBA 93** recommande que la hauteur de plancher à corps creux est donnée par :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{CBA (Article B.6.8.4.2.4)}$$

Avec : h_t - La hauteur totale du plancher

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

On a: $L_{max} = 5.30 - 0.3 = 5$ m $\Rightarrow$ $h_t \geq \frac{500}{22.5}$ $\Rightarrow$ $h_t \geq 22.22$ cm

Alors, on adopte un plancher de hauteur $h_t = 24$ cm

Soit : $h_{cc} = 20$ cm - La hauteur du corps creux, $h_{ddc} = 4$ cm - hauteur de la dalle de compression.

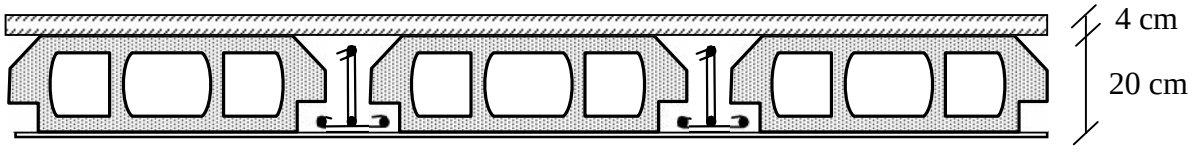


Fig.II.1. Shéma d'un plancher à corp creux

❖ Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges répartie sous concentrées vers les poutres principales.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères : parallèlement à la plus petite portée (Cas de notre projet), ou dans le sens où on à le plus d'appuis (critère de continuité).

La largeur de la dalle de compression à prendre est définie par la relation suivante

$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{l_x}{2}, \frac{l_y}{10}\right)$

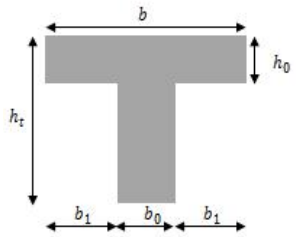


Figure. II.2. Schéma d'une coupe transversale de poutrelle.

l_x : L'entraxe des poutrelles

l_y : La distance minimale entre nus d'appuis dans le sens parallèle aux poutrelles

h_t : Hauteur totale de la poutrelle h_0 : Épaisseur de la dalle de compression

b : Largeur de la table de compression b_0 : Largeur de la nervure, Soit : b_0 = 10 cm

($l_y = l_{min} = 3.05 - 30 = 275$ cm)

$b \leq 2 \times \left[\min\left(\frac{65}{2}; \frac{265}{10}\right)\right] + 10 \Rightarrow b \leq 65$ cm Soit : b = 65 cm

La disposition des poutrelles

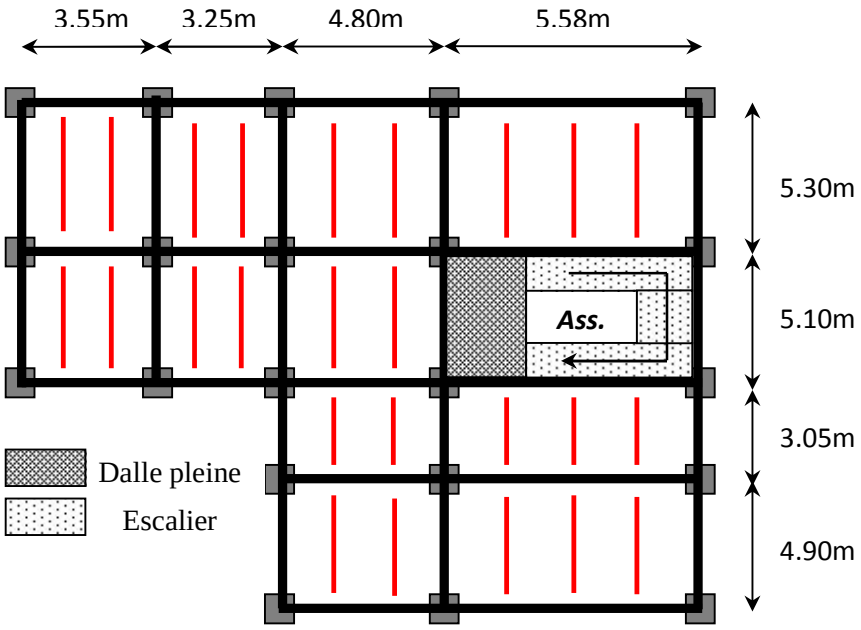


Figure. II.3. Schéma de disposition des poutrelles.

B- Plancher en dalle pleine

Ce sont des planchers totalement en béton armé coulé sur place, dont deux dimensions sont très grandes par rapport à la troisième dimension (épaisseur). Ils reposent avec ou sans continuité sur 1, 2, 3 ou 4 appuis constitués par des poutres en béton armé.

Le dimensionnement de ce type de plancher dépend des critères suivants

- **Résistance à la flexion**

$e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul ou deux appuis

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur quatre appuis avec ($\rho < 0.4$)

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur 3 ou 4 appuis avec ($\rho \geq 0.4$)

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable).

- **Résistance au feu**

- e = 7cm pour une heure de coupe-feu.
- e = 11cm pour deux heures de coupe-feu. *(CBA93).*

- **Isolation phonique :** Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

Dans la présente étude, on distingue

- Dalle sur quatre appuis

$L_x = 530\text{-}30 = 500$ cm, $L_y = 558\text{-}30 = 528$ cm et $\rho = \frac{500}{528} = 0.94 \Rightarrow \rho > 0.4$

$\frac{500}{45} \leq e \leq \frac{500}{40} \Rightarrow 11.11 \leq e \leq 12.50\ cm$

- Dalle sur trois appuis

1/. $L_x = 140$ cm, $L_y = 528$ cm et $\rho = \frac{140}{528} = 0.26 \Rightarrow$ ° < 0.4

La dalle travail dans un seul sens $\Rightarrow \frac{140}{45} \leq e \leq \frac{140}{40} \Rightarrow$ $3.11 \leq e \leq 3.5$cm

2/. $L_x = 180$ cm, $L_y = 475$ cm et $\rho = \frac{180}{475} = 0.37 \Rightarrow$ ° < 0.4

La dalle travail dans un seul sens $\Rightarrow \frac{180}{45} \leq e \leq \frac{180}{40} \Rightarrow$ $4 \leq e \leq 4.5$cm

- Dalle sur deux appuis

$L_x = 120$ cm $L_y = 310$ cm $e \geq \frac{120}{20} \Rightarrow e \geq 6$ cm

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles pour les dalles reposant sur deux et trois appuis, alors que celle sur quatre appuis permet de choisir une épaisseur de 12 cm, et suivant le critère de résistance au feu, on opte pour une épaisseur e = 12 cm pour les Balcon, et e = 14cm pour les autres dalles.

II-1-1-2- L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

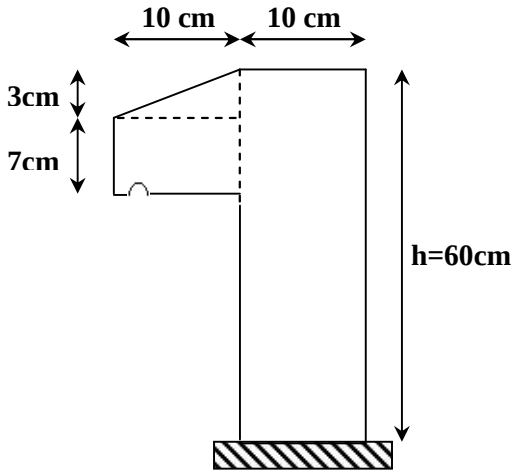


Figure II.4. Coupe verticale de l'acrotère de terrasse inaccessible

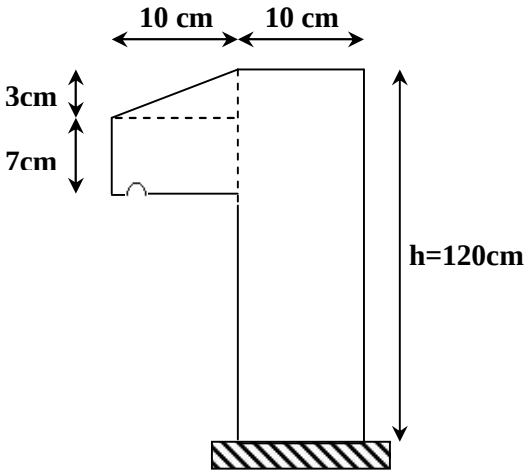


Figure II.5. Coupe verticale de l'acrotère de terrasse accessible

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit

Hauteur (cm)	*Épaisseur (cm)*	*Surface (m²)*	*Poids propre (KN/ml)*	*Enduit ciment (KN/ml)*	*G Total (KN/ml)*
60	*10*	*0.069*	*1.725*	*0.36*	*2.085*
120	*10*	*0.128*	*3.212*	*0.56*	*3.772*

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

II-1-1-3-Escaliers

L'escalier est un élément constitué d'une série de marches horizontales et d'un palier permettant le passage à pieds d'un niveau à un autre, il présente un issue de secoures en cas d'urgence. L'escalier se compose généralement des éléments suivants :

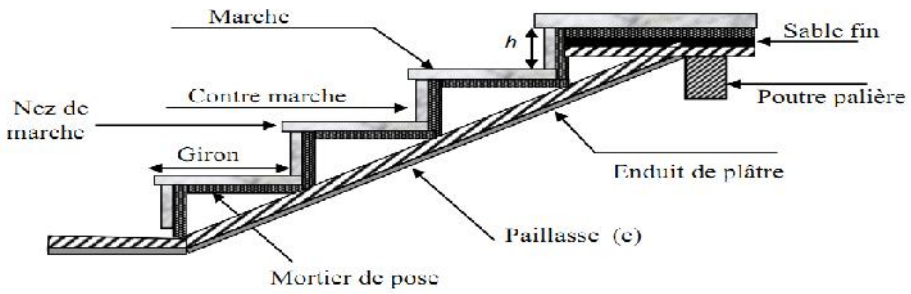


Fig.II.6. Composantes d'un escalier.

Dans notre projet, on distingue deux types d'escaliers, le premier est un escalier droit à 3 volées en RDC, le deuxième est à 2 volée pour tous les autres niveaux (plus un escalier balancé au niveau du duplexe qu'on fera en bois).

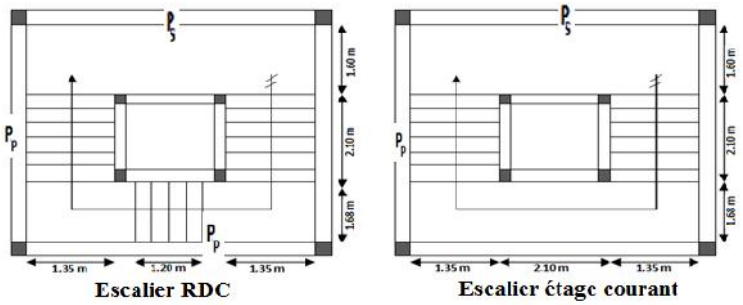


Fig.II.7.différente types d'escaliers.

- **Pré dimensionnement des escaliers**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par : $59 \leq g + 2h \leq 64$…… (1).

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite supérieure.

(64) correspond à des locaux publics.

Soit (n) le nombre de contre marches et (n-1) le nombre de marches.

H : la hauteur de la volée

L_0 : la longueur projetée de la volée

<u>Type 01 (escalier RDC)</u>

- **Première volée et troisième volée**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

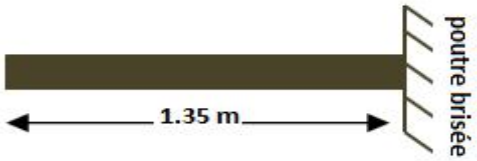


Figure. II.8 1ère et 3ème volée type 1

- Epaisseur de la paillasse :

$$\begin{cases} e \geq \dfrac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \dfrac{135}{20} \Rightarrow e \geq 6.75cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend : e = 12cm.

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a : $L_0 = 210$ cm ; H = 140 cm.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2\times 140 + 210)n + 2\times 140 = 0$$

$$64n^2 - 554n + 280 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : n = 8.

Le nombre de marche est : n -1 = 7

$$h = \frac{H}{n} = \frac{140}{8} = 17.5cm \qquad g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{8-1} = 30cm$$

- **Deuxième volée**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

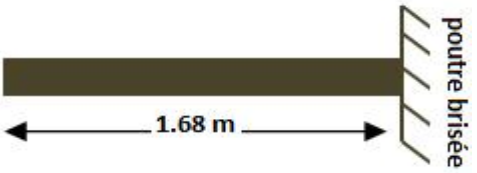


Figure. II.9 2éme volée type 1

- Epaisseur de la paillasse :

$$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{168}{20} \Rightarrow e \geq 8.4cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend : e = 12cm.

– Calcul du nombre de marches et de contre-marches :

Nombre de contre marches : n= 4

Le nombre de marches est : n -1 = 3 marches

Les dimensions de l'escalier RDC sont illustrées dans le tableau suivant

Type	Volée	L_0 (cm)	H (cm)	N	h (cm)	g (cm)	~ (°)	L (cm)	e (cm)
1	1et3	210	140	8	17.5	30	33.69	252.38	12
	2	90	70	4	17.5	30	37.87	114.01	12

Tab. II.2. Dimension des escaliers Type 1 (RDC).

- **Type 02 (escalier étage courant)**
- **Première volée et troisième volée**

Elle s'appuie sur un seul appui (poutre brisée).

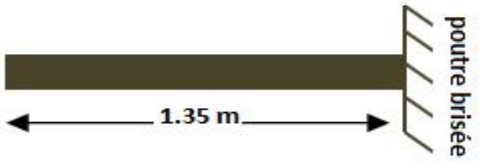


Figure. II.10 1ère et 3éme volée type 2

- Epaisseur de la paillasse :

$$\begin{cases} e \geq \frac{L_x}{20} \Rightarrow e \geq \frac{135}{20} \Rightarrow e \geq 6.75cm \\ e \geq 11cm \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

On prend : e = 12cm.

- **Calcul du nombre de marche et de contre marche**

On a : $L_0 = 210$ cm ; H = 140 cm.

$$64n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2H = 0 \Rightarrow 64n^2 - (64 + 2 \times 140 + 210)n + 2 \times 140 = 0$$

$$64n^2 - 554n + 280 = 0$$

En résolvant la dernière équation on obtient :

Le nombre de contre marche est : n = 8 ; le nombre de marche est : n -1 = 7

$$h = \frac{H}{n} = \frac{140}{8} = 17.5cm \qquad g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{210}{8-1} = 30\text{cm}$$

Type	Volée	L_0 (cm)	H (cm)	N	h (cm)	g (cm)	~ (°)	L (cm)	e (cm)
2	1	210	140	8	17.5	30	33.69	252.38	12
	2	210	140	8	17.5	30	33.69	252.38	12

Tab. II.3. Dimension des escaliers Type 2 (étage courant).

II-1-2-Éléments structuraux

II-1-2-1- Les 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.

➢ **Les poutres principales**

On a : $L_{max} = (5.58 - 0.3) = 5.28$ m.

Donc $\frac{528}{15} \leq h_p \leq \frac{528}{10} \rightarrow 35.2 \leq h_p \leq 52.8\ cm$

Alors on prend : (b_p,h_p) = **(35,40)** : dimensions de la poutre principale.

Vérification des conditions du RPA

- b_p= 35 cm > 20 cm, vérifiée.
- h_p= 40 cm > 30 cm, vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p}$ = 1.14 < 4, vérifiée

➢ **Les poutres secondaires**

On a : $L_{max} = (5.30 - 0.3) = 5.00$m.

Donc $\frac{500}{15} \leq h_p \leq \frac{500}{10} \rightarrow 33.33 \text{ cm} \leq h_p \leq 50 \text{ cm}$

Alors on prend : (b_p,h_p) = **(30 ,35)** : dimensions de la poutre secondaire.

Vérification des conditions du RPA

- b_p= 30 cm > 20 cm, vérifiée.
- h_p= 35 cm > 30 cm, vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p}$ = 1.16 < 4, vérifiée

II-1-2-2- Les Voiles

L'épaisseur du voile doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions suivantes

$$\begin{cases} e \geq \frac{h_e}{20} \\ e \geq 15cm \quad \ldots \textit{ RPA99/2003 Article 7.7.1} \\ L \geq 4.e \end{cases}$$

Pour notre projet on a

- **Pour le sous-sol**

h = 285 - 14 = 271 cm⇒ $e \geq \frac{271}{20} \Longrightarrow e \geq 13.55$cm

- **Pour RDC**

h = 350 - 24 = 326cm ⇒ $e \geq \frac{326}{20} \Longrightarrow e \geq 16.3$cm

- **Pour les étages courants**

h = 280 - 24 = 256 cm⇒ $e \geq \frac{256}{20} \Longrightarrow e \geq 12.8$cm

Soit : e = 20 cm ……Pour RDC et sous sols.
e = 15 cm …… Pour les étages courants

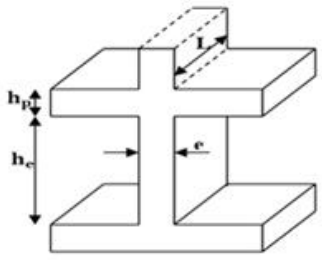


Figure. II.11. Coup sur un voile

II-1-2-3- Les poteaux

Ce sont des éléments en béton armé de section rectangulaire, carré ou circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations.

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU. Les dimensions de la section transversale des poteaux selon RPA99V2003 (Art7.4.1) doivent satisfaire les conditions suivantes

- ✓ min (b, h) ≥ 25cm
- ✓ min (b, h) ≥ h_e/20 . . . . . *RPA99. V2003 (art7.4.1)*
- ✓ 0.25 < b/h < 4

On fixe préalablement les sections des poteaux

Étages	*Sous-sol, et RDC*	*1ére, 2éme*	*3éme, 4éme*	*5éme, 6éme*	*7éme, 8éme*	*9éme, 10éme*
Section ($b_\times h$) cm²	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35

Tab. II.4. Sections préalables des poteaux.

II .2. Évaluation des charges « G » et surcharges Q

II .2.1. Plancher terrasse et plancher étage courant

Plancher	*Matériaux*	*Poids volumique (KN/m³)*	*Épaisseurs (m)*	*Poids G (KN/m²)*	*Surcharges Q (KN/m²)*
Terrasse inaccessible	*Gravillon de*	*20*	*0.04*	*0.8*	*1*
	Étanchéité	*6*	*0.02*	*0.12*	
	Forme de pente	*22*	*0.05*	*1.1*	
	Isolation thermique	*4*	*0.04*	*0.16*	
	Plancher à corps creux (20+4)	*/*	*/*	*3.20*	
	Enduit de plâtre	*10*	*0.015*	*0.15*	
Total	*/*	*/*	*/*	*5.53*	*1*
Terrasse accessible	*Revêtement en*	*20*	*0.02*	*0.40*	
	Mortier de pose	*20*	*0.02*	*0.40*	
	Forme de pente	*22*	*0.06*	*1.32*	
	Multicouche	*6*	*0.02*	*0.12*	
	Isolation thermique	*4*	*0.04*	*0.16*	
	Plancher à corps creux (20+4)	*/*	*/*	*3.20*	
	Enduit de plâtre	*10*	*0.015*	*0.15*	
Total				*5.75*	*1.5*
Plancher RDC et étages courant	*Revêtement en*	*20*	*0.02*	*0.40*	*1.5*
	Mortier de pose	*20*	*0.02*	*0.4*	
	Lit de sable	*18*	*0.02*	*0.36*	
	Plancher à corps creux (20+4)	*/*	*/*	*3.20*	
	Enduit de plâtre	*10*	*0.02*	*0.2*	
	Cloison de séparation	*10*	*0.1*	*1*	
Total	*/*	*/*		*5.56*	*1.5*

Tableau II.5. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers.

II .2.2. Plancher à dalle pleine

a. Plancher du sous-sol (parkings)

Désignation	*Poids volumique (KN/m³)*	*Épaisseurs (m)*	*Poids G (KN/m²)*	*Surcharges Q (KN/m2)*
Chape en béton	*22*	*0.06*	*1.32*	*5*
Enduit en ciment	*18*	*0.01*	*0.18*	
Dalle pleine	*25*	*0.14*	*3.5*	
Total			*5*	*5*

Tab. II.6. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.

b. Dalle pleine autour de l'ascenseur

Désignation	*Poids volumique (KN /m³)*	*Épaisseurs (m)*	*Poids (KN/m²)*	*Surcharges Q (KN/m²)*
Carrelage	*20*	*0.02*	*0.40*	*2.5*
Mortier de pose	*20*	*0.02*	*0.40*	
Lit de sable	*18*	*0.02*	*0.36*	
Enduit de plâtre	*10*	*0.015*	*0.15*	
Dalle pleine	*25*	*0.14*	*3.5*	
Total			*4.81*	*2.5*

Tab. II.7. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.

c. Les Balcons

Désignation	*Poids volumique (KN /m³)*	*Épaisseurs (m)*	*Poids (KN/m²)*	*Surcharges Q (KN/m²)*
Carrelage	*20*	*0.02*	*0.40*	
Mortier de pose	*20*	*0.02*	*0.40*	
Lit de sable	*18*	*0.02*	*0.36*	
Enduit de plâtre	*10*	*0.015*	*0.15*	
Dalle pleine	*25*	*0.12*	*3*	
Garde-corps	*/*	*/*	*1*	
Total			*5.31*	*3.5*

Tab. II.8. Évaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.

II .2.3. Murs intérieurs et murs extérieurs

Type de murs	*Matériaux*	*Poids volumique (KN/m³)*	*Épaisseurs (m)*	*Poids G (KN/m²)*
Murs extérieurs	*Enduit de ciment*	*18*	*0.02*	*0.36*
	Brique creuse	*9*	*0.15*	*1.35*
	Lame d'aire	*/*	*0.05*	*/*
	Brique creuse	*9*	*0.1*	*0.9*

	Enduit de plâtre	*10*	*0.02*	*0.20*
Total				*2.81*
Murs intérieurs	*Enduit de plâtre*	*10*	*0.02*	*0.20*
	Brique creuse	*9*	*0.1*	*0.9*
	Enduit de plâtre	*10*	*0.02*	*0.20*
Total				*1.30*

Tab. II.9. Évaluation de la charge « G » des murs extérieurs et intérieurs.

II .2.4. Les escaliers

▪ **Volées 1 et 3 (RDC et étage courant)**

N°	Description	Epaisseur e(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids G (KN/m^2)
1	*Revêtement en carrelage*	*0.02*	*20*	*0.4*
2	*Mortier de pose*	*0.02*	*20*	*0.4*
3	*Lit de pose*	*0.02*	*18*	*0.36*
4	*paillasse*	*0.12/(cosα)*	*25*	*3.6*
6	*Marches*	*0.085*	*22*	*1.87*
7	*Enduit ciment*	*0.02*	*18*	*0.36*
Charge permanente totale				*G = 6.99*
Surcharge d'exploitation				*Q = 2.5*

▪ **Volée 2 (RDC)**

N°	Description	Epaisseur e(m)	Poids volumique (KN/m^3)	Poids G (KN/m^2)
1	*Revêtement en carrelage*	*0.02*	*20*	*0.4*
2	*Mortier de pose*	*0.02*	*20*	*0.4*
3	*Lit de pose*	*0.02*	*18*	*0.36*
4	*paillasse*	*0.12/(cosα)*	*25*	*3.8*
6	*Marches*	*0.085*	*22*	*1.87*
7	*Enduit ciment*	*0.02*	*18*	*0.36*
Charge permanente totale				*G = 7.19*
Surcharge d'exploitation				*Q = 2.5*

Tab. II.10. Évaluation de la charge « G » des volées.

▪ **Pallier**

N°	Description	Epaisseur e (m)	Poids volumique KN/m^3	Poids G (KN/m^2)
1	*Revêtement en carrelage*	*0.02*	*20*	*0.4*
2	*Mortier de pose*	*0.02*	*20*	*0.4*
3	*Lit de sable*	*0.02*	*18*	*0.36*
4	*Paillasse*	*0.14*	*25*	*3.5*
5	*Enduit de ciment*	*0.02*	*18*	*0.36*
Charge permanente totale				*G = 5.02*
Charge d'exploitation				*Q = 2.5*

Tab. II.11. Charge permanente revenant au pallier.

II-3- 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.

- **La loi de dégression [DTR B.C.2.2]**

Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.
Q_1, Q_2……Q_n les charges d'exploitations respectives des planchers des étages 1, 2 … n, numérotés à partir du sommet du bâtiment.

On adoptera pour le calcul des points d'appui les charges d'exploitation suivantes

- Sous la terrasse : Q_0.
- Sous le premier étage à partir du sommet (i=1) : Q_0+Q_1.
- Sous le deuxième étage (i=2) :$Q_0 + 0.95 \times (Q_1+Q_2)$.
- Sous le troisième étage (i= 3) :$Q_0 + 0.90 \times (Q_1+Q_2+Q_3)$.
- Sous le quatrième étage (i=4) : $Q_0 + 0.85 \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$.
- Pour n étage (n≥5) : $Q_0 + (3 + n / 2n) \times (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+\ldots..+Q_n)$.

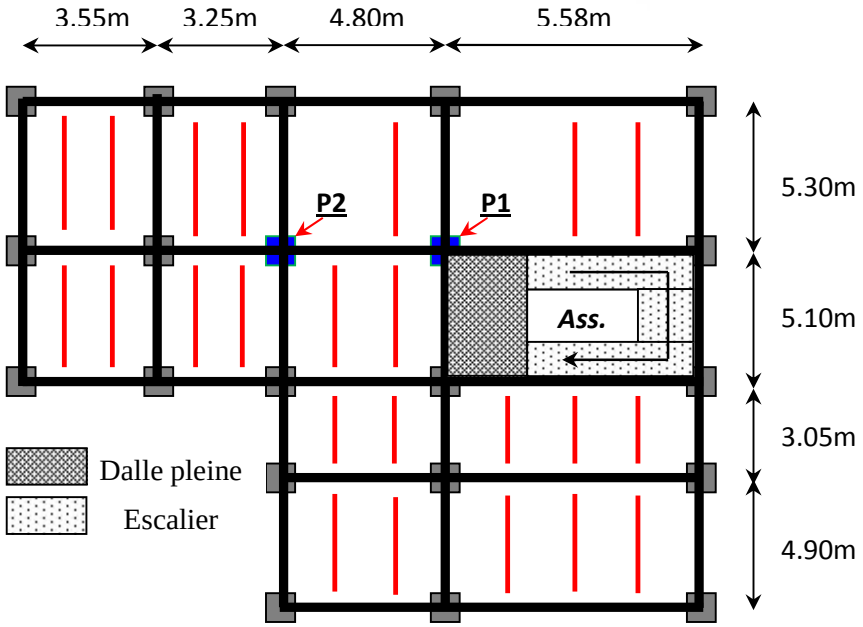


Fig.II.12. Schéma de repérage des poteaux P1 et P2.

II .3.1. Descente de charge pour le poteau P1

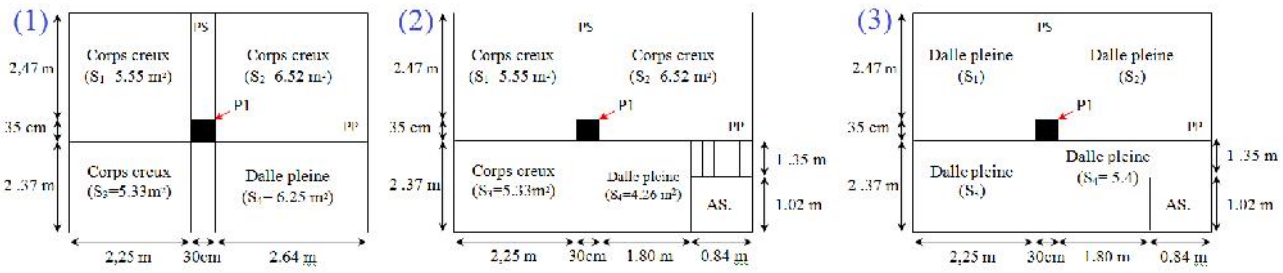


Fig.II.13. Surface qui revient au poteau P1.

(1) : Niveau de la terrasse inaccessible.
(2) : Niveau RDC et étage courant et terrasse accessible.
(3) : Niveau du sous-sol.

II .3.2. 1. Calcul de la surface afférente

✓ **Au niveau de terrasse inaccessible**

- **Corps creux**

Pour la charge d'exploitation : S = [(2.47+0.35+2.37) × (2.25+0.3)] + [2.47 × 2.64] = **19.75 m²**
Pour la charge permanente : S = (2.47× 2.25) + (2.37× 2.25) + (2.47×2.64) = **17.41 m²**

- **Dalle pleine**

Pour la charge d'exploitation : S = (2.37+0.35) × 2.64 = **7.18 m²**
Pour la charge permanente : S = (2.37× 2.64) = **6.25 m²**

✓ **Au niveau du RDC et étage courant**

- **Corps creux**

Pour la charge d'exploitation : S = **19.75 m²**
Pour la charge permanente : S = **17.41 m²**

- **Dalle pleine**

Pour la charge d'exploitation : S = (1.8× 2.72) = **4.89 m²**
Pour la charge permanente : S = (1.8× 2.37) = **4.26 m²**

- **Escalier :** S_v = **1.26 m²**

✓ **Au niveau du sous-sol**

Pour la charge permanente : S= **22.81 m²**
Pour la charge d'exploitation : S= **26.07 m²**

II .3.2. 2. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau P1

➢ **Poids des poutres**

L_{PP} = 4.89m ; L_{Ps}= 4.84m
$G_{PP}= 25\times (b \times h_{pp}) \times L_{PP} \Rightarrow G_{PP}= 25\times(0.35\times 0.40) \times 4.89 = 17.11$ KN
$G_{Ps}= 25\times (b \times h_{ps}) \times L_{Ps} \Rightarrow G_{PP}= 25\times(0.30\times 0.35) \times 4.84 = 12.70$ KN
$G_{poutres}= G_{PP} + G_{Ps} \Rightarrow G_{poutres}= 17.11 + 12.70 = 29.81$ KN

➢ **Poids des planchers**

✓ **Terrasse inaccessible**

- **Corps creux :** G = 5.53 × 17.41 = **96.27 KN** ; Q = 1 × 19.75 = **19.75 KN**
- **Dalle pleine :** G = 4.31 × 6.25 = **26.93 KN** ; Q = 1 × 7.18 = **7.18 KN**

✓ **Plancher terrasse accessible**

- **Corps creux :** G = 5.75 × 17.41 = **100.10 KN** ; Q = 1.5 ×19.75 = **29.62 KN**
- **Dalle pleine :** G = 4.31 × 4.26 = **18.36 KN** ; Q = 1.5 × 4.89 = **7.33 KN**

✓ **Plancher RDC et étage courant**

- **Corps creux :** G = 5.56 × 17.41 = **96.79 KN** ; Q = 1.5 ×19.75 = **29.62 KN**
- **Dalle pleine :** G = 4.31 × 4.26 = **18.36 KN** ; Q = 1.5 × 4.89 = **7.33 KN**

➢ **Poids des escaliers :** $G_{éscalier}$= 6.89 × 1.26 = **8.68 KN** ; $Q_{éscalier}$ = 2.5 × 1.26 = **3.15 KN**

✓ **Plancher du sous-sol (plancher à *dalle* pleine)**

$G_{sous-sol}$= 4.5× 22.81 = **102.64 KN** ; $Q_{sous-sol}$= 5 × 26.07 = **130.35 KN**

➢ **Poids des poteaux**

La section des poteaux adoptés préalablement sont défini ci-après

Le poids propre des poteaux est donné par la relation suivante

$P = 25 \times S \times h_e$; Avec : S - c'est la Surface du poteau (b × h).

h : Hauteur libre d'étage.

Étages	*Sous-sol*	*RDC*	*1ére, 2éme*	*3éme, 4éme*	*5éme, 6éme*	*7éme, 8éme*	*9éme, 10éme*
Section cm²	55×60	55×60	50×55	45×50	40×45	35×40	30×35
Surface (m²)	0.33	0.33	0.275	0.225	0.18	0.14	0.10
Poids (KN)	22.52	26.89	17.6	14.4	11.52	8.96	6.4

Tab. II.12. Poids propre des poteaux.

II .3.2. 3. La loi de dégression des charges d'exploitation

$N = Q \times S_{afférente}$

N_1 : $Q_0 = 26.93$ KN.

N_2 : $Q_0 + Q_1 = 67.03$ KN.

N_3 : $Q_0 + 0.95\,(Q_1+Q_2) = 103.12$ KN.

N_4 : $Q_0 + 0.90\,(Q_1+Q_2+Q_3) = 135.2$ KN.

N_5 : $Q_0 + 0.85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4) = 163.27$ KN.

N_6 : $Q_0 + \frac{3+5}{2\times5}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5) = 187.33$ KN.

N_7 : $Q_0 + \frac{3+6}{2\times6}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6) = 207.38$ KN.

N_8 : $Q_0 + \frac{3+7}{2\times7}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7) = 227.43$ KN.

N_9 : $Q_0 + \frac{3+8}{2\times8}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8) = 247.48$ KN.

N_{10} : $Q_0 + \frac{3+9}{2\times9}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9) = 267.53$ KN.

N_{11} : $Q_0 + \frac{3+10}{2\times10}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}) = 287.58$KN.

N_{12} : $Q_0 + \frac{3+11}{2\times11}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_{10}+Q_{RDC}) = 307.63$ KN.

N_{13} : $Q_0 + \frac{3+12}{2\times12}(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8+Q_9+Q_9+Q_{10}+Q_{RDC}+Q_{sous-sol}) =$ 384.08 KN.

II .3.2. 4. Récapitulation des résultats de descente de charges sur P1

Le tableau suivant récapitule les résultats de descente charge sur le poteau P1

Niveau	*Éléments*	*G (KN)*	*Q (KN)*
N_1	*Plancher terrasse inaccessible*	*123.2*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	Poteau	*6.4*	
	Total	*159.41*	*26.93*
N_2	*Venant de N_1*	*159.41*	
	Plancher étage courant (Terrasse access.)	*118.46*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	poteau	*6.4*	
	Escalier	*8.68*	
	Total	*322.76*	*67.03*

N_3	*Venant de N_2*	*322.76*	
	Plancher étage courant	*115.15*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	poteau	*8.96*	
	Escalier	*8.68*	
	Total	*485.36*	*103.12*
N_4	*Venant de N_3*	*485.36*	
	Plancher étage courant	*115.15*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	Poteau	*8.96*	
	Escalier	*8.68*	
	Total	*647.96*	*135.2*
N5	*Venant de N_4*	*647.96*	
	Plancher étage courant	*115.15*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	poteau	*11.52*	
	Escalier	*8.68*	
	Total	*813.12*	*163.27*
N6	*Venant de N_5*	*813.12*	
	Plancher étage courant	*115.15*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	poteau	*11.52*	
	Escalier	*8.68*	
	Total	*978.28*	*187.33*
N7	*Venant de N_6*	*978.28*	
	Plancher étage courant	*115.15*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	poteau	*14.4*	
	Escalier	*8.68*	
	Total	*1146.32*	*207.38*
N8	*Venant de N_7*	*1146.32*	
	Plancher étage courant	*115.15*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	poteau	*14.4*	
	Escalier	*8.68*	
	Total	*1314.36*	*227.38*
N9	*Venant de N_8*	*1314.36*	
	Plancher étage courant	*115.15*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	poteau	*17.6*	
	Escalier	*8.68*	
	Total	*1485.6*	*247.48*
N10	*Venant de N_9*	*1485.6*	
	Plancher étage courant	*115.15*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	poteau	*17.6*	
	Escalier	*8.68*	
	Total	*1656.84*	*267.53*

N11	*Venant de N_{10}*	*1656.84*	
	Plancher étage courant	*115.15*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	poteau	*26.89*	
	Escalier	*8.68*	
	Total	*1837.37*	*287.58*
N12	*Venant de N_{11}*	*1837.37*	
	Plancher RDC (CC 20+4)	*115.15*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	poteau	*22.52*	
	Total	*2004.85*	*307.63*
N13	*Venant de N_{12}*	*2004.85*	
	Plancher sous-sol (dalle pleine) e=12 cm	*102.64*	
	Poutres (PP+PS)	*29.81*	
	poteau	*22.52*	
	Total	*2159.82*	*384.08*

Tab. II.13. Descente de charge du poteau P1.

Nu_1=1.35Gt+1.5Qt = 3491.87 KN.
N_{S1}= $G_t + Q_t$ = 2543.9 KN.

II .3.2. Descente de charge pour le poteau P2

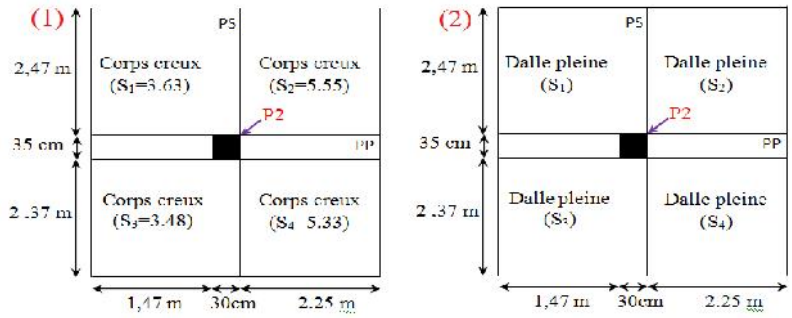


Fig.II.14. Surface qui revient au poteau P2.

(1): Niveau RDC, étage courant et terrasse inaccessible.
(2) : Niveau du sous-sol.

II .3.1. 1. Calcul de la Surface afférente

$S = S_1 + S_2 + S_3 + S_4$
$S = 3.55 + 5.44 + 3.40 + 5.21$
$S = 17.99\ m^2$

II .3.1.2. Calcul du poids propre des éléments revenants au poteau P2

- **Poids des poutres**

$L_{PP} = 3.72m$; $L_{PS} = 4.84m$
$G_{PP} = 25 \times (b \times h_{pp}) \times L_{PP} \Rightarrow G_{PP} = 25 \times (0.35 \times 0.40) \times 3.72 = 13.02$ KN
$G_{PS} = 25 \times (b \times h_{ps}) \times L_{PS} \Rightarrow G_{PP} = 25 \times (0.30 \times 0.35) \times 4.84 = 12.70$ KN
$G_{poutres} = G_{PP} + G_{PS} \Rightarrow G_{poutres} = 16.51 + 16.8 = 25.72$ KN

➢ **Poids des planchers**

✓ **Terrasse inaccessible**

$G_{terrasse\ inaccessible} = 5.53 \times 17.99 = 99.48$ KN ; $Q_{terrase\ inaccessible} = 1 \times 20.86 = 20.86$ KN

✓ **Terrasse accessible**

$G_{terrasse\ accessible} = 5.8 \times 17.99 = 103.44$ KN ; $Q_{terrase\ accessible} = 1.5 \times 20.86 = 31.29$ KN

✓ **RDC et étages courants**

$G_{RDC\ \&\ étage\ courant} = 5.56 \times 17.99 = 100.02$ KN ; $Q_{RDC\ \&\ étage\ courant} = 1.5 \times 20.86 = 31.29$ KN

- **Plancher du sous-sol (plancher à dalle pleine)**

$G_{sous-sol} = (17.99 \times 5) = 80.95$ KN ; $Q_{sous-sol} = (20.86 \times 5) = 104.3$ KN

II.3.1.4.Récapitulation des résultats de descente de charges sur P2

Le tableau suivant récapitule les résultats de descente charge sur le poteau P2

Niveau	*G (KN)*	*Q (KN)*	*(1.35G+1.5Q)*
N1	*131.6*	*20.86*	*208.95*
N2	*267.16*	*52.25*	*439.04*
N3	*401.86*	*80.46*	*663.20*
N4	*536.56*	*105.54*	*882.66*
N5	*673.82*	*127.49*	*1100.89*
N6	*813.96*	*146.3*	*1318.29*
N7	*954.1*	*161.87*	*1530.84*
N8	*1094.24*	*177.65*	*1743.69*
N9	*1237.58*	*193.32*	*1960.71*
N10	*1380.92*	*209*	*2177.74*
N11	*1533.55*	*224.67*	*2407.29*
N12	*1662.74*	*240.35*	*2605.22*
N13	***1791.9***	***301.16***	***2870.80***

Tab. II.14.Descente de charge du poteau P2.

D'après le tableau on trouve : $Nu_2 = 1.35Gt + 1.5Qt = 2870.80$ KN.

$N_{S2} = G_t + Q_t = 2093.06$ KN.

On a : $N_{U1} > N_{U2}$, donc le poteau le plus sollicité est P1.

Selon le *CBA93 (article B.8.11)* : pour les poteaux intermédiaires, on doit majorer l'effort de compression ultime N_U à 10%, telle que : $N_U = 1.1 \times 3491.87 = 3841.06$ KN

II .4.Vérification du poteau le plus sollicité

II .4.1.Vérification à la compression simple (résistance)

On doit vérifier la condition suivante

$$\frac{N_u}{B} \leq f_{bu} \Rightarrow B \geq \frac{N_u}{f_{bu}}$$

Avec B est la section de béton

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Niveaux	G(KN)	Q(KN)	le tableau Nu (KN)	dessous Bcal (m²)	Badop (m²)	Observation
10ème étage	159.41	26.93	281.15	0.019	0.10	vérifié
9ème étage	322.76	67.03	589.89	0.041	0.10	Vérifiée
8ème étage	485.36	103.12	890.90	0.062	0.14	Vérifiée
7ème étage	647.96	135.2	1185.30	0.083	0.14	Vérifiée
6ème étage	813.12	163.27	1476.87	0.104	0.18	Vérifiée
5ème étage	978.28	187.33	1761.84	0.124	0.18	Vérifiée
4ème étage	1146.32	207.38	2044.46	0.143	0.225	Vérifiée
3ème étage	1314.36	227.38	2327.00	0.163	0.225	Vérifiée
2ème étage	1485.6	247.48	2614.45	0.184	0.275	vérifiée
1ère étage	1656.84	267.53	2901.83	0.204	0.275	Vérifiée
RDC	1837.37	287.58	3203.00	0.225	0.33	Vérifiée
Sous-sol2	2004.85	307.63	3484.79	0.245	0.33	Vérifiée
Sous-sol1	2159.82	384.08	3841.06	0.270	0.33	Vérifiée

Tab. II.15. Résultats de vérification à la compression simple.

II .4.2.Vérification de stabilité de forme (flambement)

D'après le *CBA93 (Art B.8.4.1)*, on doit faire la vérification suivante

$$N_U = \sim\left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9\times ¥_b} + A_S \times \frac{f_e}{¥_S}\right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_U}{\sim\left[\frac{f_{c28}}{0.9\times ¥_b} + \frac{f_e}{100*¥_S}\right]}.$$ Tel que :

$\sim$: Coefficient fonction de l'élancement a ; Br : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\sim = \frac{0.85}{1+0.2(\frac{a}{35})^2} \text{.....} Si\ a < 50 \ ; \sim = 0.6\times(\frac{a}{35})^2 \text{.....} Si\ a > 50 \ ; \text{ et } a = \frac{l_f}{i}$$

I_f : Longueur de flambement (0.7 * l_0 = 2.583m) i : Rayon de giration.

Les résultats de vérification sont donnés par le tableau suivant

Niveaux	Nu (KN)	Badop (m2)	l0 (m)	lf (m)	I (m4) × 10-3	i(m)	λ	α	Br (m2)	Bradop (m2)
10èmeétag	281.15	0.10	2.56	1.792	1.07	0.103	17.39	0.810	0.01	0.09
9ème	589.89	0.10	2.56	1.792	1.07	0.103	17.39	0.810	0.03	0.09
8ème	890.90	0.14	2.56	1.792	1.86	0.115	15.58	0.817	0.04	0.12
7ème	1185.3	0.14	2.56	1.792	1.86	0.115	15.58	0.817	0.06	0.12
6ème	1476.8	0.18	2.56	1.792	3.03	0.129	13.89	0.824	0.08	0.16
5ème	1761.8	0.18	2.56	1.792	3.03	0.129	13.89	0.824	0.09	0.16
4ème	2044.4	0.225	2.56	1.792	4.68	0.144	12.44	0.829	0.11	0.20
3ème	2327.0	0.225	2.56	1.792	4.68	0.144	12.44	0.829	0.12	0.20

2ème	2614.4	0.275	2.56	1.792	6.93	0.158	11.34	0.832	0.14	0.25
1ère étage	2901.8	0.275	2.56	1.792	6.93	0.158	11.34	0.832	0.15	0.25
RDC	3203.0	0.33	3.26	2.282	9.9	0.173	13.19	0.826	0.17	0.30
Sous-sol2	3484.7	0.33	2.73	1.911	9.9	0.173	11.04	0.833	0.18	0.30
Sous-sol1	3841.0	0.33	2.73	1.911	9.9	0.173	11.04	0.833	0.20	0.30

Tab. II.16.Résultats de vérification au flambement pour le poteau P1.

On remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux, donc les poteaux ne risquent pas de flamber.

II .4.3.Vérification des conditions de RPA99 V.2003

poteaux	(55×60) cm² (s-sol1)	(55×60) cm² (s-sol2)	(55×60) cm² (RDC)	(50×55) cm²	(45×50) cm²	(40×45) cm²	(35×40) cm²	(30×35) cm²
min (b ; h)≥ 25	55	55	55	50	45	40	35	30
min (b ; h)≥ $\frac{h}{20}$	18.65	18.65	16.3	12.8	12.8	12.8	12.8	12.8
0.25≤ b/h ≤4	0.91	0.91	0.91	0.90	0.90	0.88	0.87	0.85
Observation	vérifiée	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tab. II.17. Résultats de vérification à l'exigence du RPA pour le poteau P1.

Conclusion

Après avoir fini le pré-dimensionnement des éléments structuraux, nous avons fait toutes les vérifications nécessaires. Il suffit, à présent, d'opter pour les sections suivantes

Pour les sections des poteaux

- Sous-sol 1, 2 et RDC ..... **(55x60) cm²**
- 1ème et 2ème étages ..... **(50x55) cm²**
- 3ème et 4ème étages ..... **(45x50) cm²**
- 5ème et 6ème étages ..... **(40x45) cm²**
- 7ème et 8ème étages ..... **(35x40) cm²**
- 9ème et 10ème étages ..... **(30x35) cm²**

Pour les sections des poutres

- Poutres principales ..... **(35x40) cm²**
- Poutres secondaires ..... **(30x35) cm²**

Chapitre III

Etude
des éléments secondaires

Introduction

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories: éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant: évaluation des charges sur les éléments considérés, calcul des sollicitations les plus défavorables et la détermination de la section d'acier nécessaire.

III-1- Planchers à corps creux

III-1-1- Étude des poutrelles

Les poutrelles sont calculées en flexion simple comme une poutre continue sur plusieurs appuis.

Pour calculer les sollicitations on applique les méthodes suivantes: Méthode forfaitaire, méthode de Caquot et la méthode de Caquot minoré.

A- Méthode forfaitaire (MF) (BAEL91art B.6.2, 210)

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

– plancher à surcharge modérée Q ≤ Min (2G;5KN/m²).

– le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq li/li_{+1} \leq 1.25$.

– le moment d'inertie constant sur toutes les travées.

– fissuration peu nuisible (FPN).

➢ Calcul du moment au niveau des appuis (M_a)

Le moment sur l'appui est donné ou calculé comme suit

$M_a = -0.6M_0$ pour une poutre à deux travées.

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

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

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

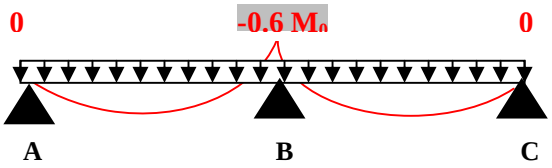


Fig. III.1. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à 2 travées.

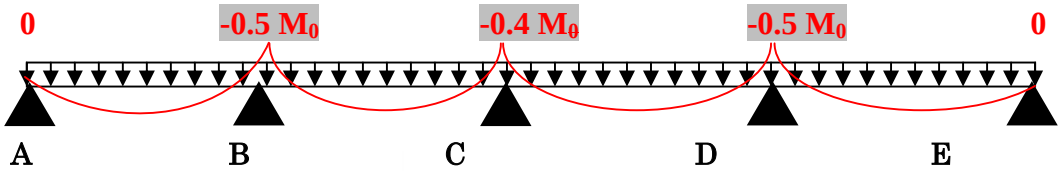


Fig. III.2. Diagramme des moments des appuis pour une poutre à plus de (02) travées.

➢ Calcul du moment en travée (M_t)

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

1) $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max\begin{cases}(1+0.3\times\sim)\times M_0 \\ 1.05M_0\end{cases}$

$\sim = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

2) $\begin{cases} M_t \geq \frac{1.2+0.3\times\sim}{2}\times M_0 \text{.....Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1+0.3\times\sim}{2}\times M_0 \text{.....Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$ Avec : $M_0 = \frac{p\times l_i^{\,2}}{8}$

p : La charge repartie à l'état limite considérer.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

➢ **L'effort tranchant**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de : 15% si c'est une poutre à deux travées.

10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

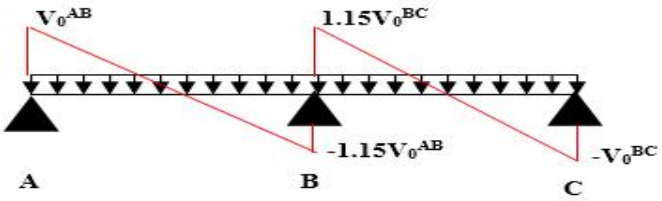


Fig. III.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à 2 travées.

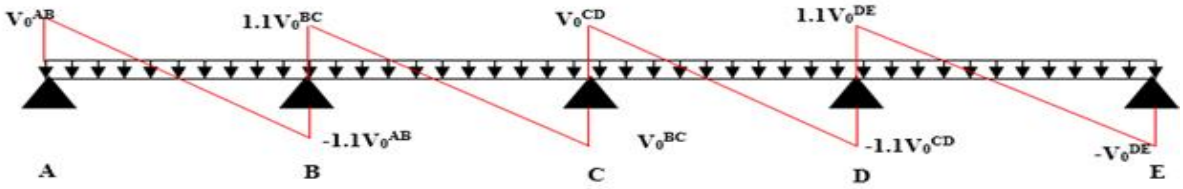


Fig. III.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de (02) travées.

B- Méthode de Caquot

Elle est applicable généralement pour les planchers à surcharges élevées Q > (2G ; 5KN/m²) mais elle peut s'appliquer aussi à des planchers à surcharges modérées si une condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

➢ **Le moment aux appuis** (BAEL. Art. L.III,3)

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

moments par des appuis fictifs. Donc le calcul de poutre continue revient à calculer un ensemble des poutres à deux travées seulement de portées fictives $l_g^{'}$ et $l_d^{'}$

Avec : L' = 0.8L : Travée intermédiaire L : Travée de rive

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

$$\begin{cases} M_a = -\dfrac{P_g \times l_g^{'3} + P_d \times l_d^{'3}}{8.5 \times (l_g^{'} + l_d^{'})} \longrightarrow \text{Pour les charges réparties} \\ M_a = -\dfrac{K_g P_g (l_g^{'})^3 + K_d P_d (l_d^{'})^3}{l_g^{'} + l_d^{'}} \longrightarrow \text{Pour Les charges concentrées} \end{cases}$$

Avec : $K = -\frac{1}{2.125}\, x(1-x)(2-x);$

- **Le moment en travée**

Les moments en travée sont déterminés par RDM (la méthode des sections)

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

$$M_{\max}^{t} = M(x_0)$$

- **L'effort tranchant**

$$V_g = \frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \text{.....} BAEL(ArtL.III.3)$$

$$V_d = -\frac{Pu \times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i} \text{.....} BAEL(ArtL.III.3)$$

C- Méthode de Caquot minoré

Cette méthode s'applique au plancher à surcharge modérée quand une des trois conditions de méthode forfaitaire n'est pas satisfaite. Appliquer la méthode de Caquot minoré revient tout simplement à appliquer la méthode de Caquot avec une petite modification. Il suffit de prendre une charge permanant G et la remplacer G'= (2/3) G uniquement pour le calcul des moments sur appui, pour le calcul des moments en travée on reprend la charge totale G.

III-1-1-1- Les différents types des poutrelles

- **Plancher RDC et étage courant**

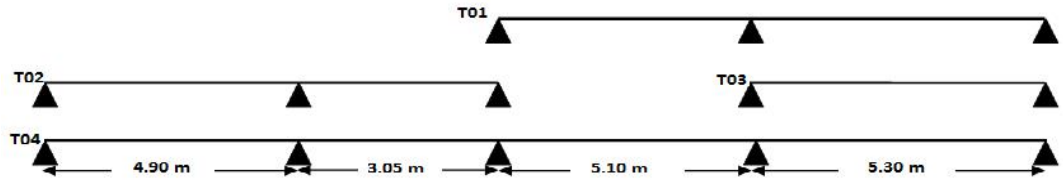


Fig. III.5. Différents types de poutrelle (RDC et étage courants)

- **Plancher terrasse accessible**

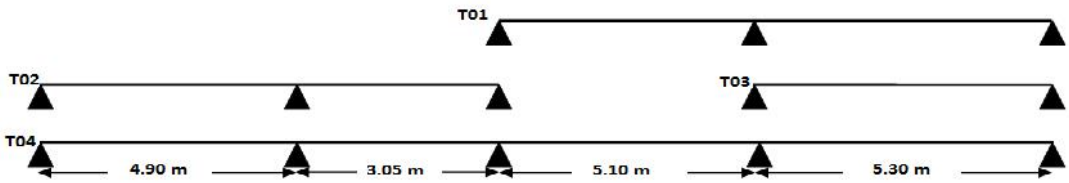


Fig. III.6. Différents types de poutrelle (terrasse accessible).

➢ **Plancher terrasse inaccessible**

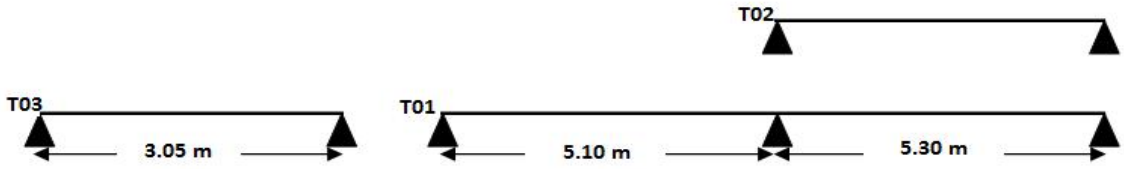


Fig. III.7. Différents types de poutrelle (terrasse inaccessible)

III-1-1-2 .Calcul des charges revenant aux poutrelles

➢ **Calcul des charges revenant aux poutrelles**

Désignation	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	ELU		ELS	
			q_u (KN/m²)	P_u (KN/ml)	q_s (KN/m²)	P_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.53	1.00	8.96	5.82	6.53	4.24
Terrasse accessible	5.75	1.5	10.01	6.50	7.25	4.71
RDC et Étage courant	5.56	1.50	9.75	6.34	7.06	4.58

Tab. III.1. Chargement sur les poutrelles.

III-1-1-3- Calcul des sollicitations

A. Poutrelle Type 1 : RDC et étage courant

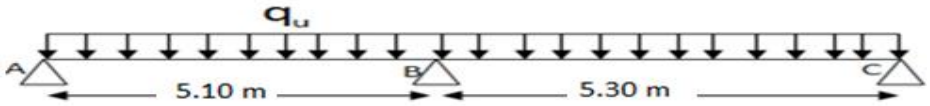


Fig. III.8. Schéma statique de la poutrelle T1 (étage courant).

Vérification de la méthode forfaitaire

Q ≤ Min (2×5.8, 5KN/m²) = 5KN/m² **vérifiée.**

I = constant **vérifiée.**

L_i / l_{i+1} = 5.30/5.10 = 1.03 compris entre 0.8 et 1.2 **vérifiée.**

F.P.N **vérifiée.**

[Vérification de la méthode forfaitaire est vérifiée]

➢ **Évaluation des charges sur la poutrelle**

À l'ELU $\begin{cases} q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q; avec: p_u = 0.65 \times q_u \\ q_s = G + Q; avec: p_s = 0.65 \times q_s \end{cases}$ $\begin{cases} P_u = 6.34 KN/ml \\ P_s = 4.58\ KN/ml \end{cases}$

À l'ELS

➢ **Moments isostatiques** $M_0 = \dfrac{p_u l^2}{8}$

À l'ELU

Travée A-B : $M_0 = \dfrac{6.34 \times (5.10)^2}{8} = 20.61 KN.m$

Travée B-C : $M_0 = \dfrac{6.34 \times (5.30)^2}{8} = 22.26 KN.m$

À l'ELS

Travée A-B : $M_0 = \dfrac{4.58 \times (5.10)^2}{8} = 14.89 KN.m$

Travée B-C : $M_0 = \dfrac{4.58 \times (5.30)^2}{8} = 16.08 KN.m$

➢ **Moments aux appuis** $M_A=M_c=-0.15M_0$

Les appuis A et C
- À l'ELU : $M_A=M_c=-0.15M_0=-3.34$ KN .m
- À l'ELS : $M_A=M_c=-0.15M_0=-2.41$KN .m

L'appui B
- À l'LEU : $M_B=-0.6\times\max(22.26,20.61)=-13.35\,KN.m$.
- À l'LES : $M_B=-0.6\times\max(14.89,16.08)=-9.64\,KN.m$

➢ **Les moments en travées**

$$\begin{cases}\sim=\dfrac{Q}{Q+G}=\dfrac{1.5}{1.5+5.56}=0.212\\ (1+0.3\ \alpha)=1+0.3\times0.212=1.06\\ \dfrac{1.2+0.3\times\sim}{2}=\dfrac{1.2+0.3\times0.212}{2}=0.631\end{cases}$$

À l'ELU

Travée AB

$$\begin{cases}M_t+\dfrac{0+13.35}{2}\geq1.05\times20.61\Rightarrow M_t\geq14.96KN.m.....(1)\\ M_t\geq\dfrac{1.2+0.3\times0.212}{2}\times20.61\Rightarrow M_t\geq13.02KN.m.....(2)\\ M_t=\max(M_t(1),M_t(2))=\max(14.96,13.02)KN.m\Rightarrow M_t=14.96KN.m\end{cases}$$

Travée BC

$$\begin{cases}M_t+\dfrac{13.35+0}{2}\geq1.05\times22.26\Rightarrow M_t\geq16.69KN.m.....(1)\\ M_t\geq\dfrac{1.2+0.3\times0.212}{2}\times22.26\Rightarrow M_t\geq14.06KN.m.....(2)\\ M_t=\max(M_t(1),M_t(2))=\max(16.69,14.06)KN.m\Rightarrow M_t=16.69KN.m\end{cases}$$

À l'ELS

Travée AB

$$\begin{cases}M_t+\dfrac{0+9.64}{2}\geq1.05\times14.89\Rightarrow M_t\geq10.81KN.m\ \ldots\ (1)\\ M_t\geq\dfrac{1.2+0.3\times0.212}{2}\times14.89\Rightarrow M_t\geq9.40KN.m\ \ldots\ (2)\\ M_t=\max(M_t(1),M_t(2))=\max(10.81,9.40)KN.m\Rightarrow M_t=10.81KN.m\end{cases}$$

Travée BC

$$\begin{cases}M_t+\dfrac{9.64+0}{2}\geq1.05\times16.08\Rightarrow M_t\geq12.06KN.m\ \ldots\ (1)\\ M_t\geq\dfrac{1.2+0.3\times0.212}{2}\times16.08\Rightarrow M_t\geq10.14N.m\ \ldots\ (2)\\ M_t=\max(M_t(1),M_t(2))=\max(12.06,10.14)KN.m\Rightarrow M_t=12.06KN.m\end{cases}$$

➢ **Calcul des efforts tranchants**

➢ **L'effort tranchant isostatique à l'ELU :** $V_0=\dfrac{P\times l}{2}$

On calcul V_0 pour chaque travée

Travée AB

$$\begin{cases}V_A=\dfrac{P_u\times l}{2}=\dfrac{6.34\times5.10}{2}=16.16KN\\ V_B=-1.15\dfrac{P_u\times l}{2}=-18.59\ KN\end{cases}$$

Travée BC

$$\begin{cases}V_B=1.15\dfrac{P_u\times l}{2}=1.15\dfrac{6.55\times5.1}{2}=19.32KN\\ V_C=-\dfrac{P_u\times l}{2}=-16.80\ \text{KN}\end{cases}$$

B. Poutrelle Type 2 : RDC et étage courant

Plancher d'étage courant : G = 5.56 KN/m² ; Q = 1.5 KN/m²

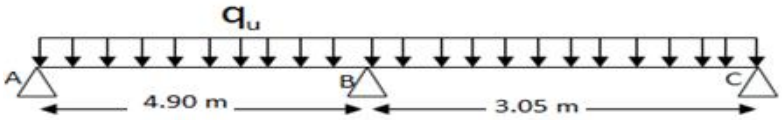


Fig. III.9. Schéma statique de la poutrelle T2 (étage courant).

Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire : (BAEL91 art B6.2.21).

- $Q \leq Min\ (2 \times 5.56,\ 5KN/m^2) = 5KN/m^2$ **vérifiée.**
- $I = constant$ **vérifiée.**
- $L_i / l_{i+1} = 4.90/3.05 = 1.62$ *n'est pas compris entre 0.8 et 1.2* *non* **vérifiée.**
- *F.P.N* **vérifiée.**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire ne sont pas vérifiées, on applique la méthode de Caquot.

On applique directement la méthode de Caquot minorée car la 3éme condition de la méthode forfaitaire n'est pas vérifier.

G'=2/3(G) $\Longrightarrow$ G'=2/3(5.56) =3.70 KN/m²

P_u = (1.35G'+1.5Q) x 0.65 =4.71 KN/m P_s = (G'+Q) x 0.65 = 3.38 KN/m

➢ **Évaluation des charges sur la poutrelle**

À l'ELU $p_u = 4.71 KN/ml$ — P_u : la charge transmise à la poutrelle a L'ELU.

À l'ELS $P_s = 3.38 KN/m$ — P_s : la charge transmise à la poutrelle a L'ELS.

➢ **Calcul des moments isostatique**

À l'ELU

Travée A-B : $M_0 = \frac{4.71 \times (4.90)^2}{8} = 14.13 KN.m$

Travée B-C : $M_0 = \frac{4.71 \times (3.05)^2}{8} = 5.47 KN.m$

À l'ELS

Travée A-B : $M_0 = \frac{3.38 \times (4.90)^2}{8} = 10.14 KN.m$

Travée B-C : $M_0 = \frac{3.38 \times (3.05)^2}{8} = 3.93 KN.m$

➢ **Moments aux appuis**

$M_A = M_C = 0$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0.15 \times M_0$

Les appuis A et C $M_A = M_c = -0.15 M_0$

À l'ELU $M_A = M_c = -0.15 M_0 = -2.11$ KN .m

À l'ELS $M_A = M_c = -0.15 M_0 = -1.52$ KN .m

L'appui B

À l'ELU

$P_g = P_d = 4.71$ KN/m

Longueurs fictives : $L_g' = L_g = 3.05$ m ; $L_d' = L_d = 4.90$ m

$$M_B = -\frac{4.71\times\left(3.05^3+4.90^3\right)}{8.5\times(3.05+4.90)} = -10.17KN.m$$

À l'ELS

$P_g = P_d$ =3.38KN/m

Longueurs fictives : $L_g = L_g$= 3.05 m ; $L_d = L_d$= 4.9 m

$$M_B = -\frac{3.38\times\left(3.05^3+4.90^3\right)}{8.5\times(3.05+4.90)} = -7.30KN.m$$

➢ **Moments en travée**

$$\begin{cases} M(x) = M_0(x) + M_g\times(1-\frac{x}{l}) + M_d\times\frac{x}{l}; \\ M_0(x) = \frac{Pu\times x}{2}\times(l-x);\ \ tel\ que\ \ x = \frac{l_i}{2} - \frac{M_g - M_d}{Pu\times l_i} \end{cases}$$

Travée AB

À l'ELU

$$\begin{cases} x = \frac{4.90}{2} - \frac{(-10.17-0)}{4.71\times4.9} = 2.00m \\ M_0(x) = \frac{4.71\times2.00}{2}\times(4.9-2.00) = 13.66KN.m \\ M(x) = 13.66 - 10.17\times(1-\frac{2.00}{4.90}) = 7.64KN.m \end{cases}$$

À l'ELS

$$\begin{cases} x = \frac{4.90}{2} - \frac{(-7.30-0)}{3.38\times4.9} = 2.89m \\ M_0(x) = \frac{3.38\times2.89}{2}\times(4.90-2.89) = 9.81KN.m \\ M(x) = 9.81 - 7.30\times(1-\frac{2.89}{4.90}) = 6.81KN.m \end{cases}$$

Travée BC

À l'ELU

$$\begin{cases} x = \frac{3.05}{2} - \frac{0-(-10.17)}{4.71\times3.05} = 0.817m \\ M_0(x) = \frac{4.71\times0.81}{2}\times(3.05-0.81) = 4.29KN.m \\ M(x) = 4.29 + \left(-10.17\times\frac{0.817}{3.05}\right) = 1.56KN.m \end{cases}$$

À l'ELS

$$\begin{cases} x = \frac{3.05}{2} - \frac{0-(-7.30)}{3.38\times3.05} = 0.91m \\ M_0(x) = \frac{3.38\times0.817}{2}\times(3.05-0.817) = 3.08KN.m \\ M(x) = 3.08 + \left(-7.30\times\frac{0.817}{3.05}\right) = 1.12KN.m \end{cases}$$

➢ **Effort tranchant** $V = \frac{Pu\times l_i}{2} + \frac{M_d - M_g}{l_i}$

Travée AB $V_B = \frac{4.71\times4.90}{2} + \frac{0+10.17}{4.90} = 13.61KN$

Travée BC $V_A = \frac{4.71\times3.05}{2} + \frac{-10.17-0}{3.05} = 3.84KN$

$$V_B = -\frac{4.71\times3.05}{2} + \frac{-10.17-0}{3.05} = -10.51KN$$

C. Poutrelle Type 03 de RDC et étage courant

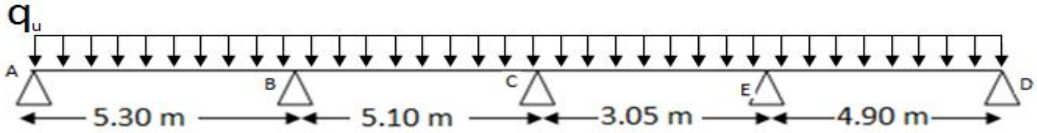


Fig. III.10. Schéma statique de la poutrelle T3 (étage courant).

La méthode forfaitaire n'est pas applicable (la 3éme condition n'est pas vérifier) alors on applique directement la méthode Caquot minorée.

G= 5.56 *KN/ml* *Q=1.5 KN/ml*

G'=2G/3 $\Longrightarrow$ G'=3.70 KN/ml P_u = 4.71 *KN/ml* P_s =3.38 *KN/ml*

- **Évaluation des charges sur la poutrelle**
- **Moments aux appuis**

Les moments aux appuis sont donnés par l'expression suivante : $M_i = \dfrac{q_g \times L_g'^3 + q_d \times L_d'^3}{8{,}5 \times (L_g' + L_d')}$

Avec : q_g, q_d : étant le chargement à gauche (à droite) de l'appui.

L_g', L_d' : Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré.

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

A. Les moments aux appuis

A' l'ELU P_u = 4.71 *KN/ml*

$$M_A = M_E = 0.$$

$$\begin{cases} M_B = \dfrac{4.71 \times \left(4.90^3 + 2.44^3\right)}{8.5 \times (4.9 + 2.44)} \Rightarrow M_B = -9.98 kn.m \\ M_C = \dfrac{4.71 \times \left(2.44^3 + 4.08^3\right)}{8.5 \times (2.44 + 4.08)} \Rightarrow M_C = -7.01 kn.m \\ M_D = \dfrac{4.71 \times \left(4.08^3 + 5.30^3\right)}{8.5 \times (4.08 + 5.30)} \Rightarrow M_C = -12.82 kn.m \end{cases}$$

A l'ELS P_s = 3.38 *KN/ml*

$$M_A = M_E = 0.$$

$$\begin{cases} M_B = \dfrac{3.38 \times \left(4.90^3 + 2.44^3\right)}{8.5 \times (4.9 + 2.44)} \Rightarrow M_B = -7.16 kn.m \\ M_C = \dfrac{3.38 \times \left(2.44^3 + 4.08^3\right)}{8.5 \times (2.44 + 4.08)} \Rightarrow M_C = -5.03 kn.m \\ M_D = \dfrac{3.38 \times \left(4.08^3 + 5.30^3\right)}{8.5 \times (4.08 + 5.30)} \Rightarrow M_C = -9.20 kn.m \end{cases}$$

B. Moments aux travées

Les moments aux travées sont donnés par l'expression suivante

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

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0 \Rightarrow X = \frac{\dfrac{q \times L}{2} - \dfrac{M_g}{L} + \dfrac{M_d}{L}}{q} \Rightarrow M_{\max} = M(X)$$

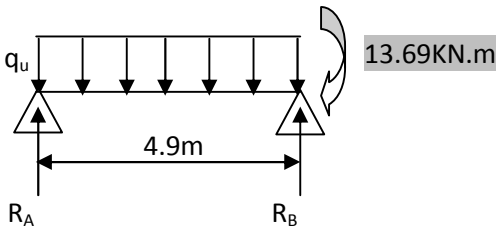
Travée AB

A ELU

$$x=\frac{L_{AB}}{2}+\frac{M_B-M_A}{4.9\times 4.71}=2.12m$$

$$M=\frac{4.71\times 2.12\times(4.9-2.12)}{2}-13.34\times\frac{2.12}{4.9}$$

$$M_{tAB}^{\max}=14.36KNm$$

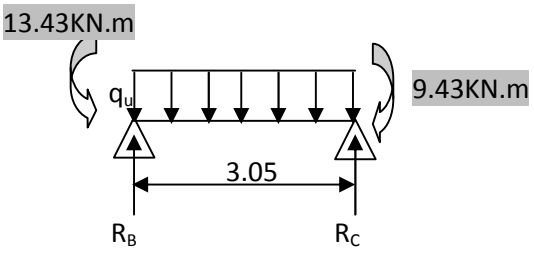


A ELS

$$x=\frac{4.9}{2}+\frac{(-8.18)}{4.9\times 4.58}=2.12m$$

$$M(1.93)=\frac{3.38\times 2.12\times(4.9-2.12)}{2}+(-8.18)\times\frac{2.01}{4.9}$$

$$M_{tAB}^{\max}=10.42KNm$$



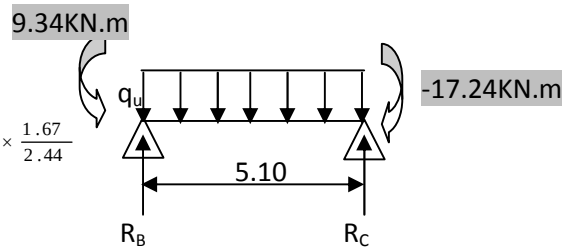
Travée BC

A ELU

$$x=\frac{2.44}{2}+\frac{(-9.43)-(-13.43)}{4.71\times 2.44}=1.67m$$

$$M(x)=\frac{4.71\times 1.67\times(2.44-1.67)}{2}+(-13.43)\times\left(1-\frac{1.67}{2.44}\right)+(-9.43)\times\frac{1.67}{2.44}$$

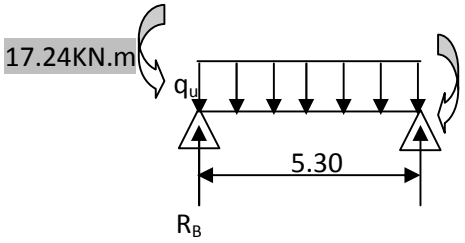
$$M_{BC}^{Max}=-1.05\ KNm$$



A ELS

$$x=1.67\,m$$

$$M_{BC}=-0.712\ KNm$$



Travée CD

A ELU $x=2.37\,m$

$$M_{CD}^{Max}=M(x=2.37)=10.80\ KN.m$$

A l'ELS $x=2.37\,m$

$$M_{CD}^{Max}=M(x=2.37)=7.87\ KN.m$$

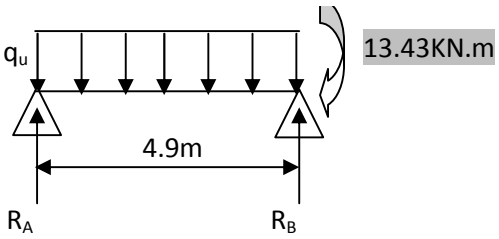
Travée DE

A ELU $x=3.03\,m$

$$M_{CD}^{Max}=M(x=3.03)=16.31\ KN.m$$

A l'ELS $x=3.03\,m$

$$M_{CD}^{Max}=M(x=3.03)=16.31\ KN.m$$



C. Évaluation des efforts tranchants

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions Suivantes : $V_{i-1}=qL/2+(M_i-M_{i-1})/L_i$

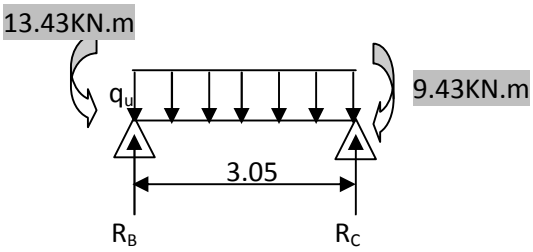
$V_i=-qL/2+(M_i-M_{i-1})/L_i$

Travée AB

A l'ELU

$$V_A=\frac{4.71\times 4.9}{2}+\frac{(-13.43)}{4.9}=13.49KN$$

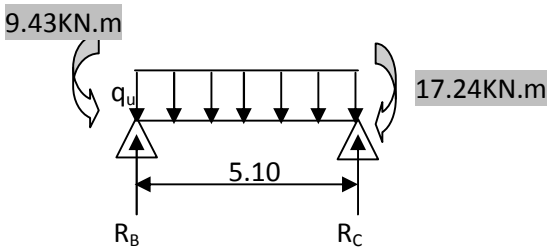
$$V_B=-\frac{4.71\times 4.9}{2}+\frac{(-13.43)}{4.9}=-17.57KN$$



Travée BC

$$V_B = \frac{4.71\times 2.44}{2} + \frac{(-9.43)-(-13.43)}{2.44} = -17.57KN$$

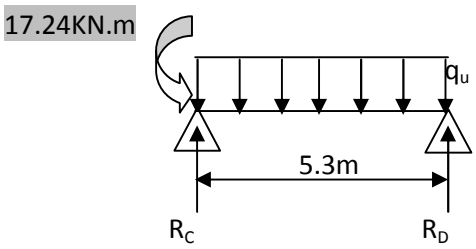
$$V_C = -\frac{4.71\times 2.44}{2} + \frac{(-9.43)-(-13.43)}{2.44} = 15.03KN$$



Travée CD

$$V_c = \frac{6.34\times 4.08}{2} + \frac{(-17.24)-(-9.43)}{4.08} = 15.03KN$$

$$V_D = -\frac{6.34\times 4.08}{2} + \frac{(-17.24)-(-9.43)}{4.08} = 19.22KN$$



Travée EF

$$V_D = \frac{4.71\times 5.30}{2} + \frac{(-17.24)}{5.30} = 19.22KN$$

$$V_E = -\frac{4.71\times 5.30}{2} + \frac{-(-17.24)}{5.30} = -14.38KN$$

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux suivant

III.1.1.4. Tableaux récapitulatifs des sollicitations dans les différents types des poutrelles

Les résultats de calcul des poutrelles à ELU et ELS des différents planchers sont résumés dans les tableaux suivants

- **Plancher RDC et étage courant Type 1 (Méthode forfaitaire)**

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN.m)	V_d (KN.m)
ELU	AB	5.10	6.34	20.61	-3.34	-13.35	14.96	16.16	-18.59
	BC	5.30	6.34	22.26	-13.35	-3.34	16.69	19.32	16.80
ELS	AB	5.10	4.58	14.89	-2.41	-9.64	10.81	/	/
	BC	5.30	4.58	16.08	-9.64	-2.41	12.06	/	/

Tableau III.2. Sollicitations des poutrelles RDC et étage courant (Type T1).

- **Type 2 (Méthode Caquot Minorée)**

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN.m)	V_d (KN.m)
ELU	AB	4.90	6.34	14.13	-2.11	-10.17	7.64	13.61	-3.84
	BC	3.05	6.34	5.47	-10.17	-2.11	1.56	3.84	-10.51
ELS	AB	4.9	4.58	10.14	-1.52	-7.30	6.81	/	/
	BC	3.05	4.58	3.93	-7.30	-1.52	1.12	/	/

Tableau III.3. Sollicitations des poutrelles RDC et étage courant (Type T2).

➢ **Type 3 (Méthode Caquot)**

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN.m)	V_d (KN.m)
ELU	AB	4.90	6.34	14.13	-2.47	-9.98	14.36	13.49	-17.57
	BC	3.05	6.34	5.47	-9.98	-7.01	-1.05	-17.57	15.03
	CD	5.10	6.34	15.31	-7.01	-12.82	10.80	15.03	19.22
	DE	5.30	6.34	16.53	-12.82	-2.47	16.31	19.22	-14.38
ELS	AB	4.9	4.58	10.14	-1.77	-7.16	10.42	/	/
	BC	3.05	4.58	3.93	-7.16	-5.03	-0.712	/	/
	CD	5.10	4.58	10.98	-5.03	-9.20	7.87	/	/
	DE	5.30	4.58	11.86	-9.20	-1.77	11.84	/	/

Tableau III.4. Sollicitations des poutrelles RDC et étage courant (Type T3).

➢ **Type 4**

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN.m)	V_d (KN.m)
ELU	AB	5.30	6.34	22.26	-3.39	-3.39	22.26	16.80	-16.80
ELS	AB	5.30	4.58	16.08	-2.41	-2.41	16.08	/	/

Tableau III.5. Sollicitations des poutrelles RDC et étage courant (Type T4).

➢ **Plancher terrasse accessible Type 1 (Méthode Forfaitaire)**

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN.m)	V_d (KN.m)
ELU	AB	5.10	6.50	21.15	-3.42	-13.71	15.61	16.59	19.83
	BC	5.30	6.50	22.85	-13.71	-3.42	17.41	19.83	-17.24
ELS	AB	5.10	4.71	15.32	-2.48	-9.92	11.31	/	/
	BC	5.30	4.71	16.54	-9.92	-2.48	12.61	/	/

Tableau III.6. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T1).

➢ **Type 2 (Méthode Caquot Minorée)**

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN.m)	V_d (KN.m)
ELU	AB	4.90	6.50	14.46	-2.16	-10.42	14.66	13.81	-18.07
	BC	3.05	6.50	5.60	-10.42	-2.16	3.25	18.07	-6.50
ELS	AB	4.9	4.71	10.38	-1.55	-7.49	10.64	/	/
	BC	3.05	4.71	4.02	-7.49	-1.55	2.37	/	/

Tableau III.7. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T2).

➢ **Type 3 (Méthode Caquot)**

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN.m)	V_d (KN.m)
ELU	AB	4.90	6.50	14.46	-2.53	-10.22	14.75	13.85	-18.03
	BC	3.05	6.50	5.60	-10.22	-7.17	-1.05	18.03	-15.43
	CD	5.10	6.50	15.67	-7.17	-13.12	11.11	15.43	-19.72
	DE	5.30	6.50	16.92	-13.12	-2.53	16.76	19.72	-14.77
ELS	AB	4.90	4.71	10.38	-1.88	-7.34	10.71	/	/
	BC	3.05	4.71	4.02	-7.34	-5.15	-0.71	/	/
	CD	5.10	4.71	11.24	-5.15	-9.42	8.10	/	/
	DE	5.30	4.71	12.14	-9.42	-1.88	12.17	/	/

Tableau III.8. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T3).

➢ **Type 4**

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN.m)	V_{sd} (KN.m)
ELU	AB	5.30	6.50	22.85	-3.42	-3.42	22.85	17.24	-17.24
ELS	AB	5.30	4.71	16.54	-2.48	-2.48	16.54	/	/

Tableau III.9. Sollicitations des poutrelles terrasse accessible (Type T4).

➢ **Plancher terrasse inaccessible Type 1 (Méthode Forfaitaire)**

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN.m)	V_d (KN.m)
ELU	AB	5.10	5.82	18.94	-3.06	-12.27	13.75	14.86	-17.76
	BC	5.30	5.82	20.46	-12.27	-3.06	15.34	17.76	-15.44
ELS	AB	5.10	4.24	13.80	-2.23	-8.94	10.01	/	/
	BC	5.30	4.24	14.90	-8.94	-2.23	11.14	/	/

Tableau III.10. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type T1).

➢ **Type 2**

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN.m)	V_{sd} (KN.m)
ELU	AB	5.30	5.82	20.46	-3.06	-3.06	20.46	15.44	-15.44
ELS	AB	5.30	4.24	14.90	-2.23	-2.23	14.90	/	/

Tableau III.11. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type T2).

➢ **Type 3**

Cas	Travée	L (m)	P (KN/m)	M_0 (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	M_t (KN.m)	V_g (KN.m)	V_{sd} (KN.m)
ELU	AB	3.05	5.82	6.77	-1.01	-1.01	6.77	8.88	-8.88
ELS	AB	3.05	4.24	4.93	-0.73	-0.73	4.93	/	/

Tableau III.12. Sollicitations des poutrelles terrasse inaccessible (Type T3).

➢ **Sollicitations maximales**

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher RDC et étage courant (20+4) cm	M_t^{max} = 22.26 KN.m M_a^{inter} = -13.35 KN.m M_a^{rive} = -3.39 KN.m V_a^{max} = 19.32 KN	M_t^{max} = 16.08 KN.m M_a^{inter} = -9.64 KN.m M_a^{rive} = -2.41 KN.m
Plancher terrasse accessible	M_t^{max} = 22.85 KN.m M_a^{inter} = -13.71 KN.m M_a^{rive} = -3.42 KN.m V_a^{max} = 19.83 KN	M_t^{max} = 16.53 KN.m M_a^{inter} = -9.92 KN.m M_a^{rive} = -2.48 KN.m
Plancher terrasse inaccessible	M_t^{max} = 20.46 KN.m M_a^{inter} = -12.27 KN.m M_a^{rive} = -3.06 KN.m V_a^{max} = 17.76 KN	M_t^{max} = 14.90 KN.m M_a^{inter} = -8.94 KN.m M_a^{rive} = -2.23 KN.m

Tableau III.13. Les Sollicitations les plus défavorables dans les poutrelles.

III.1.1.5. Ferraillage des poutrelles

On procède à un exemple de calcul. Soit l'exemple de calcul des poutrelles de type 1 (terrasse accessible). On utilise les sollicitations maximales pour le ferraillage.

➢ **Sollicitations maximales**

À l'ELU :

$$M_{Travée}^{Max} = 22.85KN.m$$
$$M_{a.\max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{\max} = -3.42KN.m$$
$$M_{a.\max}^{inter} = -13.71KN.m$$
$$V^{Max} = 19.83KN$$

À l'ELS :

$$M_{Travée}^{Max} = 16.53KN.m$$
$$M_{a.\max}^{rive} = -0.15 \times M_0^{\max} = -2.48KN.m$$
$$M_{a.\max}^{inter} = -9.92KN.m$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont

$b = 65cm; h_0 = 4cm; h = 20cm; h_t = 24cm; b_0 = 10cm; d = 22cm$

Le calcul du ferraillage se fait pour une section en T soumise à une flexion simple.

➢ **Calcul à l'ELU**

Armatures longitudinales

En travée

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - \frac{h_0}{2})$$

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times (0.22 - \frac{0.04}{2}) \Rightarrow M_{tu} = 0.073\,MN.m$$

$M_{tu} > M_u = 22.85 \times 10^{-3} MN.m \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire $(b \times h_t)$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{22.85 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.051 < 0.186 \Rightarrow$$ Pivot A

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0 \qquad \varepsilon_{st} = 10‰ \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348\,MPa$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.052}}{0.8} = 0.065$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.22(1 - 0.4 \times 0.066) = 0.214\,m$$

$$A^{travée} = \frac{M_{\max}^{travée}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A^{travée} = \frac{22.85 \times 10^{-3}}{0.214 \times 348} = 3.06\,cm^2$$

$$Soit : A_S = 3HA12 = 3.39\,cm^2$$

➢ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 1.72cm^2$$

$A_S = 3.39cm^2 > A_{\min} = 1.73cm^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

➢ **En appuis**

Appuis de rives : La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.24)m^2$.

$M_{rive}^{a\ max} = -3.53 KN.m$

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.53 \times 10^{-3}}{0.1 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.049 < 0.186 \Rightarrow$ Pivot A

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

$\varepsilon_{st} = 10‰ \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.0513}}{0.8} = 0.063$

$z = d(1-0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.22(1-0.4\times 0.066) = 0.214m$

$A_a^{Rive} = \frac{M_{a\ max}^{Rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Rive} = \frac{3.42 \times 10^{-3}}{0.214 \times 348} = 0.459cm^2$

$Soit: A_S = 1HA10 = 0.79cm^2$

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

$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.26cm^2$

$A_S = 0.79cm^2 > A_{Min} = 0.26cm^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée

- **Appuis intermédiaires**

$M_{Interne}^{a} = -13.71 KN.m$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis. Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en Té sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.24)m$.

$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{13.71 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.22^2 \times 14.2} = 0.19 \rangle 0.186 \Rightarrow$ Pivot B

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

$\varepsilon_{st} = 10‰ \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$

$\alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = \frac{1-\sqrt{1-2\times 0.20}}{0.8} = 0.28$

$z = d(1-0.4\alpha) \Rightarrow z = 0.22(1-0.4\times 0.28) = 0.195m$

$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{rive}}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_a^{Interne} = \frac{13.71 \times 10^{-3}}{0.195 \times 348} = 2.01cm^2$

$Soit: A_S = 2HA12 = 2.36cm^2$

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

$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.1 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.265cm^2$

$A_S = 2.36cm^2 > A_{Min} = 0.265cm^2 \Rightarrow$ La condition de non fragilité est vérifiée.

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédente et les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

/	Élément	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adop} (cm²)
Plancher RDC et étage courant	Travée	22.26	0.049	0.063	0.214	2.98	1.72	3HA12 = 3.39
	Appui	13.35	0.194	0.27	0.196	1.97	0.26	2HA12 = 2.36
	Appui de	3.39	0.049	0.063	0.214	0.45	0.26	1HA12 = 1.13
Plancher Terrasse accessible	Travée	22.85	0.051	0.065	0.214	3.06	1.72	3HA12 = 3.39
	Appui	13.71	0.19	0.28	0.198	1.98	0.26	2HA12 = 2.36
	Appui de	3.42	0.049	0.063	0.214	0.45	0.26	1HA12 = 1.13
Plancher Terrasse inaccessible	Travée	20.46	0.045	0.057	0.214	2.74	1.72	3HA12 = 3.39
	Appui	12.27	0.178	0.247	0.198	1.78	0.26	2HA12 = 2.36
	Appui de	3.03	0.044	0.056	0.214	0.40	0.26	1HA12 = 1.13

Tab. III.14. Calcul des armatures principales.

III.1.1.6.Vérifications

À l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant :** V^{max} =19.83KN

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{19.83\times10^{-3}}{0.1\times0.22} = 0.90Mpa$$

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

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

- **Choix des armatures transversales**

$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \Phi ; \frac{b_0}{10}\right)$ =10mm

On adopte un épingle avec A_t= 2HA8 = 1.01cm²

- **L'espacement**

$S_{t1} \leq$ min (0.9d, 40cm) $\Rightarrow$ St $\leq$ 19.8 cm …(1)

$$St \leq A_t \frac{0.8 f_e(\sin\sim + \cos\sim)}{b_0(^2{}_u - 0.3 f_{tj} K)} \quad \text{(Art A.5.1.2.2)..... (2)}$$

$$\begin{cases} \text{Flexion simple} \\ \text{Fissuration peut nuisible} \quad \Rightarrow K=1 \\ \text{Pas de reprise de bétonnage} \end{cases}$$

$\sim = 90^0$ (Flexion simple, armatures droites.)

$$S_{t2} \leq A_t \frac{0.8\times f_e}{b_0 \times (^2{}_u - 0.3\times f_{t28})} = 1.01\times\frac{0.8\times400}{10\times(0.90-0.3\times2.1)} = 119.70cm$$

St $\leq$ 119.70 cm

$$S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4\times b_0} \text{.....(3)}$$

$$S_{t3} \leq \frac{1.01\times10^{-4}\times400}{0.4\times0.1} = 101cm$$

$S_t \leq \min(S_{t1}; S_{t2}; S_{t3})$ = 19.8 cm

Soit: $S_t = 15cm$

- **Les armatures longitudinales au cisaillement**
- **Appui intermédiaire**

$A_l = A_{travée} + A_{int} = 3.39 + 2.36 = 5.75\ cm^2$

$$A_l \geq \frac{¥_s}{f_e}(V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400}(19.83\times10^{-3} - \frac{13.71\times10^{-3}}{0.9\times0.22}) = -1.42cm^2$$

5.75>-1.42 c'est vérifié

⟹ Aucune vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.

- **Appui de rive**

Au niveau de l'appui de rive on a $M_u=0$.

$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 3.39 + 0.79 = 4.18\ cm^2$

$$A_l \geq \frac{¥_s}{f_e}V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400}\times19.83\times10^{-3} = 0.58cm^2 \Rightarrow A_l \geq 0.57cm^2$$

4.18>0.57 C'est vérifié.

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

$$²_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b-b_0}{2}\right)}{0.9\times b\times d\times h_0} \Rightarrow ²_u = \frac{20.47\times10^{-3}\left(\frac{0.65-0.1}{2}\right)}{0.9\times0.65\times0.22\times0.04} \Rightarrow ²_u = 1.18MPa < ²_u = 3.25MPa \text{.....Vérifiée.}$$

Pour les autres types de planchers le calcul se fera avec la même méthode précédente et les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant

	Cisaillement	Armatures transversales	Espacement	Jonction table_ nervure	Armatures longitudinales aux appuis	
					Appui intermédiaire	Appui de rive
Vérifications	$²_u = \frac{V_U}{db_0} \leq$ $\overline{²_u}$ $\overline{²_u}$ =3.25MPa	$\Phi \leq \min(\frac{h}{35}, \Phi, \frac{b_0}{10})$	St≤ min (0.9d, 40cm)	$²_u = \frac{V_U(\frac{b-b_0}{2})}{0.9\times dbh_0}$ $\overline{²_u}$ =3.25 MPa	$A_l \geq \frac{¥_s}{f_e}(V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$A_l \geq \frac{¥_s}{f_e}V_u$
Plancher Terrasse inaccessible	$²_u$= 0.80 Vérifiée	Épingle Φ8 A_t=2HA8= 1.01cm²	$S_t = 15cm$	$²_u$=0.98 MPa Vérifiée	A_l=5.75 cm² $A_l \geq$ 2.38 cm² Vérifiée	A_l=4.18 cm² $A_l \geq$0.58 cm² Vérifiée
Plancher Terrasse Accessible	$²_u$= 0.93 MPa Vérifiée	Épingle Φ8 A_t=2HA8= 1.01cm²	$S_t = 15cm$	$²_u$=1.09 MPa Vérifiée	A_l=5.75 cm² $A_l \geq$ -1.42 cm² Vérifiée	A_l=4.18 cm² $A_l \geq$0.65 cm² Vérifiée
Plancher RDC et étage courant	$²_u$ =0.87MPa Vérifiée	Épingle Φ8 A_t=2HA8= 1.01cm²	$S_t = 15cm$	$²_u$=1.03 MPa Vérifiée	A_l=5.75 cm² $A_l \geq$ 2.46cm² Vérifiée	A_l=4.18 cm² $A_l \geq$0.63cm² Vérifiée

Tab. III.15. Vérification de cisaillement et l'effort tranchant à l'ELU.

À l'ELS

Il y a lieu de vérifier
- État limite d'ouverture des fissures.
- État limite de compression du béton.
- État limite de déformation.

➢ État limite de compression du béton

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

$\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\pm}_{bc}$

En travée : $M_t^{max} = 16.54 KN.m$

➢ Position de l'axe neutre

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

BAEL91.L.III.3

$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 3.39 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -3.95 \times 10^{-4}$

H<0 (alors l'axe neutre passe par la nervure ⇒ calcul d'une section en Té)

➢ Position de l'axe neutre y

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

$10 \times y^2 + [2 \times (65-10) \times 4 + 30 \times 3.39] \times y - [(65-10) \times 4^2 + 30 \times 22 \times 3.39] = 0$

$10y^2+541.7y-3117.4=0$ .....(1) Solution d'équation : y=5.24cm.

➢ Calcul de l'inertie I

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

$I = \frac{10 \times 5.24^3}{3} + (65-10) \times \frac{4^3}{12} + (65-10) \times 4 \times \left(5.24 - \frac{4}{2}\right)^2 + 15 \times 3.39 \times (22-5.24)^2$

$\Rightarrow I = 17366.03\ cm^4$

$\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \pm_{bc} == \frac{16.54 \times 10^{-3}}{17366.03 \times 10^{-8}} \times 0.0524 \Rightarrow \pm_{bc} = 4.99 MPa$

Donc : $\pm_{bc} < \overline{\pm_{bc}}$ =15MPa ..... C'est vérifié *(BAEL E.III.2)*

➢ En appuis intermédiaires $M_{ser} = 9.92 KN.m$

➢ Position de l'axe neutre

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

BAEL91.L.III.3

$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.36 \times 10^{-4} \times (0.22 - 0.04) \Rightarrow H = -1.17 \times 10^{-4}$

H<0 (alors l'axe neutre passe par la nervure ⇒ calcul d'une section en Té)

➢ Position de l'axe neutre y

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

$10 \times y^2 + [2 \times (65-10) \times 4 + 30 \times 2.36] \times y - [(65-10) \times 4^2 + 30 \times 22 \times 2.36] = 0$

$10y^2+510.8y-2437.6=0$ .....(1) Solution d'équation : y=4.39cm.

➢ **Calcul de l'inertie I**

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

$$I = \frac{10 \times 4.39^3}{3} + (65 - 10) \times \frac{4^3}{12} + (65 - 10) \times 4 \times \left(4.39 - \frac{4}{2} \right)^2 + 15 \times 2.36 \times (22 - 4.39)^2$$

$$\Rightarrow I = 12809.97 \text{ cm}^4$$

$$\pm_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \Rightarrow \pm_{bc} == \frac{9.92 \times 10^{-3}}{12809.97 \times 10^{-8}} \times 0.0439 \Rightarrow \pm_{bc} = 3.39 MPa$$

Donc : $\pm_{bc} < \overline{\pm_{bc}}$ =15MPa …… C'est vérifié *(BAEL E.III.2).*

Pour les autre types de planchers les vérifications se fera avec la même méthode précédant est les résultats sont récapitulées dans le tableau suivant

	Éléments	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I × 10^{-8}(m^4)	$\pm_{bc}(MPa)$	$\overline{\pm}_{bc}(MPa)$	$\pm_{bc} < \overline{\pm}_{bc}$
Plancher terrasse	Travée	14.90	5.24	17366.03	4.49	15	vérifiée
	appui	8.94	4.39	12809.09	3.06	15	vérifiée
Plancher terrasse	Travée	16.53	5.24	17366.03	4.99	15	vérifiée
	Appui	9.92	4.39	12809.09	3.39	15	vérifiée
Plancher RDC & étage courant	Travée	16.08	5.24	17366.03	4.85	15	vérifiée
	Appui	9.64	4.39	12809.09	3.30	15	vérifiée

Tab. III.16. Vérification des contraintes à L'ELS.

➢ **État limite de déformation**

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

➢ **Évaluation de la flèche** *(CBA 93 B.6.5.3)*

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

$$1)\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}; 2)\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}; 3)\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

BAEL91 (Article.L.VI, 2)

h : Hauteur totale de la poutrelle.

l : Longueur de la travée

M_t : Moment réel en travée

M_0: Moment isostatique

Pour la première condition

$$\frac{h}{l} = \frac{24}{530} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

Cette condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

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

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

➢ **Évaluation des moments en travée**

$q_{j\,ser} = 0.65 \times G$: La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

$q_{j\,ser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 2.85 = 1.852\,KN/m$.

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

$q_{g\,ser} = 0.65 \times G = 0.65 \times 5.56 = 3.61 KN/m$.

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

$q_{p\,ser} = 0.65 \times (G+Q) = 0.65 \times (5.56+1.5) = 4.58 KN/m$

$$M_{j\,ser} = 0.75 \times \frac{q_{j\,ser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{1.852 \times 5.30^2}{8} = 4.87\,KN.m$$

$$M_{g\,ser} = 0.75 \times \frac{q_{g\,ser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{3.61 \times 5.30^2}{8} = 9.50\,KN.m$$

$$M_{p\,ser} = 0.75 \times \frac{q_{p\,ser} \times l^2}{8} = 0.75 \times \frac{4.58 \times 5.30^2}{8} = 12.06\,KN.m$$

➢ **Propriétés de la section**

Position de l'axe neutre $y = 5.24cm$.

➢ **Moment d'inertie**

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15 \times A \times \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 \quad I_0 = \frac{65 \times 24^3}{12} + 15 \times 3.39 \times \left(22 - \frac{24}{2}\right)^2$$

$I_0 = 79965cm^4$ (Moment d'inertie de la section totale (acier + béton).

➢ **Calcul de a_i et a_v**

$\rho = \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{3.39}{10 \times 22} = 0.015$ Le rapport de l'aire de la section tendue à l'aire de la section utile de la nervure.

$a_i = \frac{0.05.f_{t28}}{(2+3\frac{b_0}{b})\rho}$ ..... Déformation instantanée.

$a_v = 0.4 \times a_i$ ..... Déformation différée.

$$a_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2+3\times\frac{0.1}{0.65}) \times 0.015} = 2.84$$

$a_v = 0.4 \times 2.84 = 1.13$.

➢ **Contraintes**

($\pm_s$) : Contrainte effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (Mpa).

$$\pm_{sj} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{4.87 \times (0.22 - 0.0524) \times 10^{-3}}{17366.03 \times 10^{-8}} = 70.50 MPa .$$

$$\pm_{sg} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{9.50 \times (0.22 - 0.0524) \times 10^{-3}}{17366.03 \times 10^{-8}} = 137.52 MPa .$$

$$\pm_{sp} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - Y)}{I} = 15 \times \frac{12.06 \times (0.22 - 0.0524) \times 10^{-3}}{17366.03 \times 10^{-8}} = 174.58 MPa .$$

➢ **Calcul de «**

$$« = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times ° \times \pm_s + f_{t28}}$$ Si : « >0 si non « =0.

$$«_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times ° \times \pm_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 70.50 + 2.1} = 0.58 > 0 ;$$

$$«_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times ° \times \pm_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 137.52 + 2.1} = 0.35 > 0 ;$$

$$«_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times ° \times \pm_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 174.58 + 2.1} = 0.29 > 0 ;$$

$E_i = 32164.2 Mpa$ Module de déformation longitudinale instantanée du béton.

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

➢ **Moment d'inertie fictive (I_f)**

D'une manière générale l'inertie fictive est donnée par la relation suivante

$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + ª \times «}$: Le moment d'inertie fictif est calculé pour tenir compte de l'existence éventuelle des fissures dans les zones tendues.

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + ª_i \times «_j} = \frac{1.1 \times 79965}{1 + 2.84 \times 0.58} = 33228.12 cm^4 .$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + ª_i \times «_g} = \frac{1.1 \times 79965}{1 + 2.84 \times 0.35} = 44113.08 cm^4 .$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + ª_i \times «_p} = \frac{1.1 \times 79965}{1 + 2.84 \times 0.29} = 48235.08 cm^4 .$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + ª_v \times «_g} = \frac{1.1 \times 79965}{1 + 1.13 \times 0.35} = 63032.24 cm^4 .$$

➢ **Évaluation des flèches**

$$f_{ji} = \frac{M_{jser}.L^2}{10.E_i.If_{ij}} = \frac{4.87\times10^{-3}\times5.30^2}{10\times32164.20\times33228.12\times10^{-8}} = 1.27\times10^{-3}m.$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser}.L^2}{10.E_i.If_{ig}} = \frac{9.50\times10^{-3}\times5.30^2}{10\times32164.2\times44113.08\times10^{-8}} = 1.88\times10^{-3}m.$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser}.L^2}{10.E_i.If_{ip}} = \frac{12.06\times10^{-3}\times5.30^2}{10\times32164.2\times48235.08\times10^{-8}} = 2.18\times10^{-3}m.$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser}.L^2}{10.E_v.If_{gv}} = \frac{12.06\times10^{-3}\times5.30^2}{10\times10721.40\times63032.24\times10^{-8}} = 5.01\times10^{-3}m$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 5.01\times10^{-3} - 1.27\times10^{-3} + 2.18\times10^{-3} - 1.88\times10^{-3} = 0.00404\ m = 0.404\ cm$$

➢ **La flèche admissible**

$f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow$ Pour une portée ≤ 5 m.

$f_{adm} = \frac{l}{1000} + 0.5 \rightarrow$ Pour une portée > 5 m.

Dans notre cas, la portée de la poutre est supérieure à 5m. $f_{adm} = \frac{5.30}{1000} + 0.5 = 1.03\,cm$

$\Delta f = 0.404$ cm ≤ $f_{adm} = 1.03$ cm ……vérifiée.

Remarque : Pour les niveaux d'étage courant et terrasse inaccessible la flèche est vérifiée.

Vérification de la flèche pour les autres niveaux.

1.852	3.73	4.71	4.87	9.82
12.40	79965	0.015	2.84	1.13
70.50	142.15	179.50	0.57	0.34
0.28	33228.12	44750.45	48998.16	63546.8
0.0027	0.00275	0.0022	0.0043	0.13
1.03				

Tab. III.17. Vérification de la flèche pour terrasse accessible

Remarque : La flèche aussi pour le niveau terrasse inaccessible est vérifiée.

III.1.1.7.Schéma de ferraillage des poutrelles

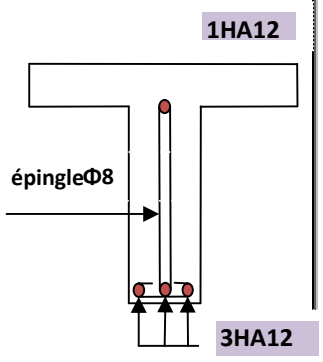
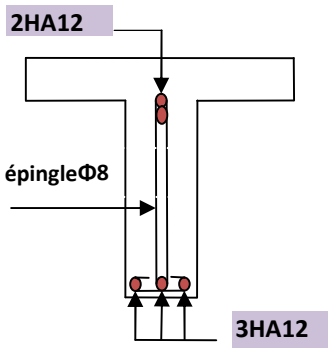
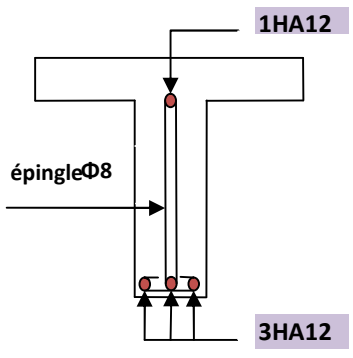
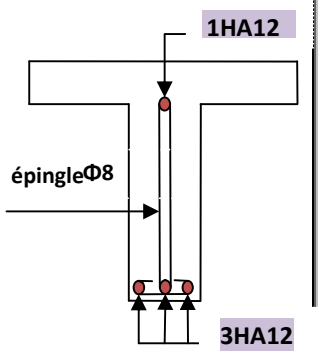
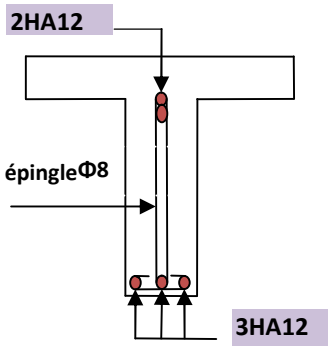
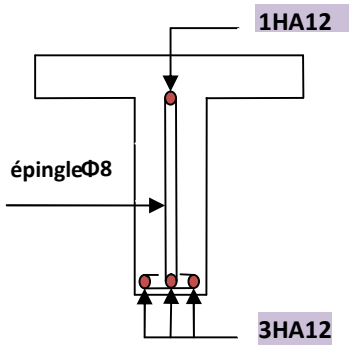
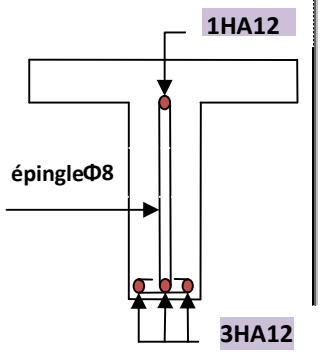
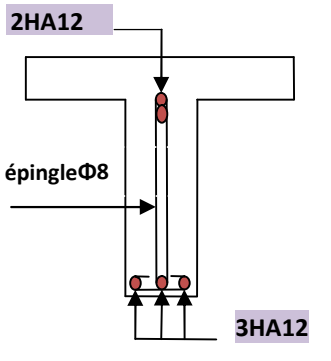
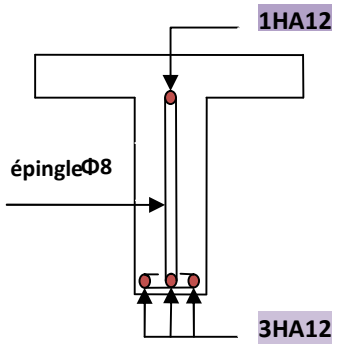
Type	Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive
Plancher Terrasse Inaccessible			
Plancher Terrasse Accessible			
RDC et Étage Courant			

Tableau III.18. Schéma de ferraillage des poutrelles.

III.1.1.8.Ferraillage de la dalle de compression

➢ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles** Selon le *CBA93 (Article B.6.8.4.2.3)*

$$A_{\perp} = \frac{4 \times 65}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➢ **Armatures parallèles aux poutrelles**

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

On adopte 4 HA 6/ml = 1.13 cm² ⊥ aux poutrelles ⇒ S_t = 25cm.

3 HA 6/ml = 0.85 cm² // aux poutrelles ⇒ S_t = 30cm.

➢ **Schéma de ferraillage :**

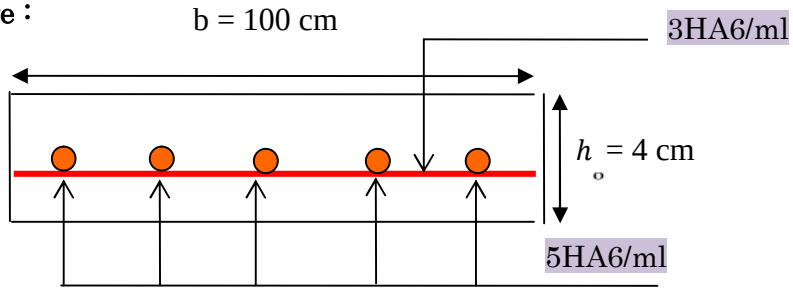


Fig. III.11. Schéma du ferraillage de la dalle de compression.

III.2. Étude des Planchers à dalles pleines

Une dalle pleine est définie comme une plaque horizontale mince, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions .Cette plaque peut être encastrée, sur deux ou plusieurs côtés, comme elle peut être assimilée à une console.

- Dalle sur quatre appuis.
- Dalle sur trois appuis.
- Dalle sur deux appuis.

L_x : la plus petite dimension du panneau.
L_y : la plus grande dimension du panneau.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant un seul sens (flexion principale suivant L_x).
Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail suivant les deux sens (L_x et L_y).

III.2.1. Dalle sur quatre appuis (dalle du sous-sol)

III.2.1.1. Calcul des sollicitations

On étudiera le panneau le plus sollicité

- **Évaluation des charges**

$G = 5KN/m^2$

$Q = 5KN/m^2$

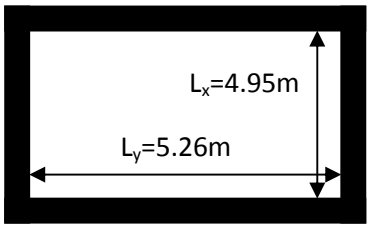


Fig. III.12. Schéma d'une dalle sur quatre appuis.

On aura donc

À l'ELU

$P_U = 1.35G + 1.5Q = 14.25KN/m^2$

À l'ELS

$P_S = G + Q = 10KN/m^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{495}{526} = 0.94 \Rightarrow \rho > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille selon les deux sens lx et ly.

Les moments

À l'ELU

$\nu = 0$ *et* $\rho = 0.94$

Du tableau (annexe I) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à $(\nu = 0, \rho = 0.94)$

$$\begin{cases} « _x = 0.0419 \\ « _y = 0.8661 \end{cases}$$

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

$$\begin{cases} M_{ox} = « _x \times L_x^2 \times P_U = 14.62 KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} \times « _y = 12.67 KN.m \end{cases}$$

- **En travée**

Panneau de rive dans le sens x-x et de rive dans le sens y-y

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 14.62 = 12.43 KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 12.67 = 10.77 KN.m \end{cases}$$

- **Au niveau des appuis**

$$M_a^x = \begin{cases} -0.3 * M_0^x & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 * M_0^x & \text{appuis intermédiare.} \end{cases}$$

$$M_a^y = \begin{cases} -0.3 * M_0^y & \text{appuis de rive.} \\ -0.5 * M_0^y & \text{appuis intermédiare.} \end{cases}$$

Appuis de rive

$M_a^x = -4.386\ KN.m$

$M_a^y = -3.801\ KN.m$

Appuis intermédiaire

$M_a^x = -7.31 KN.m$

$M_a^y = -6.335 KN.m$

Effort tranchant

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.94 \Rightarrow$ °) > 0.4 , donc

$V_x = \frac{P_u l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_x = 19.76$ KN

$V_y = \frac{P_u l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_y = 16.47$ KN

III.2.1.2. Ferraillage

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$¤ \le \frac{h}{10} \Rightarrow ¤ \le \frac{140}{10} = 14mm$$

$soit : ¨ = 14mm$

$$d_x = h - (\frac{¤_x}{2} + c) \Rightarrow d_x = 14 - (\frac{1.4}{2} + 2) = 11.3cm$$

$$d_y = h - (\frac{¤_y}{2} + ¤_x + c) \Rightarrow d_y = 14 - (\frac{1.4}{2} + 1.4 + 2) = 9.9cm$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) m^2$.

Selon L_x

- **En travée**

$$\begin{cases} «_{bu} = \dfrac{M_u^t}{b \times d_x^{\,2} \times f_{bu}} = \dfrac{12.43 \times 10^{-3}}{1 \times (0.113)^2 \times 14.2} = 0.068 \Rightarrow «_{bu} \le «_l \Rightarrow A' = 0 \\ \sim = \dfrac{1 - \sqrt{1 - 2«_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \sim = 0.088 \\ A_x^t = \dfrac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \sim) \times d_x} = \dfrac{12.43 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.088) \times 0.113} = 3.27 cm^2 \\ Soit : A_x^t = 4HA12 = 4.51 cm^2 \end{cases}$$

- **En appuis**

Appui de rive

$M_x^a = -4.386 KN.m$

$$\begin{cases} «_{bu} = \dfrac{M_u^a}{b \times d_x^{\,2} \times f_{bu}} = \dfrac{4.386 \times 10^{-3}}{1 \times (0.113)^2 \times 14.2} = 0.024 \Rightarrow «_{bu} \le «_l \Rightarrow A' = 0 \\ \sim = \dfrac{1 - \sqrt{1 - 2«_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \sim = 0.0306 \\ A_x^a = \dfrac{M_u^a}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \sim) \times d_x} = \dfrac{4.386 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.0306) \times 0.113} = 1.12 cm^2 \\ Soit : A_x^a = 4HA10 = 3.14 cm^2 \end{cases}$$

Appui intermédiaire

$M_x^a = -7.31 KN.m$

$$\begin{cases} «_{bu} = 0.0403 \Rightarrow «_{bu} \le «_l \Rightarrow PivotA \Rightarrow A' = 0 \\ \sim = 0.0514 \\ \Rightarrow A_x^a = 1.89 cm^2 \, soit : A_x^a = 4HA10 = 3.14 cm^2 \end{cases}$$

III.2.1.3.Vérifications

À l'ELU : $¬ = 0$

La condition de non fragilité

$e = 14cm$

$$A_x \ge \frac{°_0 \times (3 - °) \times b \times e}{2}$$

$avec : °_0 = 8 \times 10^{-4}$ $\quad$ $pour \;\; f_e E400$

$$A_x \ge \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0.94) \times 1 \times 0.14}{2}$$

$A_x \ge 1.15 cm^2$

$$On\ a : \begin{cases} A^t \ge A_{\min} \\ A^a > A_{\min} \end{cases}$$

L'espacement (S_t)

$S_t \le Min(3e; 33cm) = Min(3 \times 14; 33cm) = 33cm$

$S_t \le 33cm$

Soit : S_t=25cm

Vérification au cisaillement

$$²_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{19.76 \times 10^{-3}}{1 \times 0.113} = 0.174 MPa \Rightarrow ²_u = 0.174 MPa < ²_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa$$

Selon L_y

- **En travée**

$M_y^t = 10.77 KN.m$

$$\begin{cases} \mu_{bu} = 0.0773 \Rightarrow \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow PivotA \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.100 \\ \Rightarrow A_y^t = 3.25 cm^2 soit : A_y^t = 4HA12 = 4.51 cm^2 \end{cases}$$

- **En appuis**

Appui de rive

$$\begin{cases} «_{bu} = 0.0273 \\ «_{bu} \leq «_l \Rightarrow PivotA \Rightarrow A' = 0 \\ \sim = 0.0346 \\ \Rightarrow A_y^a = 1.11 cm^2 \end{cases}$$

Soit $A_y^a = 4HA10 = 3.14 cm^2$

Appui intermédiaire

$$\begin{cases} «_{bu} = 0.0455 \\ «_{bu} \leq «_l \Rightarrow PivotA \Rightarrow A' = 0 \\ \sim = 0.05825 \\ \Rightarrow A_y^a = 1.88 cm^2 \end{cases}$$

Soit $A_y^a = 4HA10 = 3.14 cm^2$

Vérification de la condition de non fragilité

$$On\ a : \begin{cases} A^t \geq A_{\min} \\ A^a > A_{\min} \end{cases}$$

Vérification au cisaillement

$$²_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.47 \times 10^{-3}}{1 \times 0.099} = 0.166 MPa \Rightarrow ²_u = 0.166 MPa < ²_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa$$

L'espacement (S_t) :

$$S_t \leq Min(4 \times e; 45 cm) = Min(4 \times 14; 45 cm) = 45 cm$$

$$S_t \leq 45 cm$$

Soit : St=25cm.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau suivant

Sens	Localisation	M (KN.m)	A^{cal} (cm²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	Travée	12.43	3.27	4HA12=4.51 cm²
	Appui intermédiaire	-7.31	1.89	4HA10=3.14 cm²
	Appui de rive	-4.38	1.12	4HA10=3.14 cm²
Sens y-y	Travée	10.77	3.25	4HA12=4.51 cm²
	Appui intermédiaire	-6.33	1.88	4HA10=3.14 cm²
	Appui de rive	-3.80	1.11	4HA10=3.14 cm²

Tableau III.19. Ferraillage de la dalle sur quatre appuis.

À l'ELS : $\nu = 0.2$

$$° = 0.94 \Rightarrow \begin{cases} «_x = 0.0491 \\ «_y = 0.9087 \end{cases} \quad \text{(Annexe I)}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.0491 \times 10 \times 4.95^2 = 12.03 KN.m \\ M_{oy} = 0.9087 \times 12.03 = 10.93 KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{ox} = 0.85 \times 12.03 = 10.22 KN.m \\ M_y^t = 0.85 \times M_{oy} = 0.85 \times 10.93 = 9.29 KN.m \end{cases}$$

$$M_x^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} = -6.015 KN.m \\ -0.3 \times M_{0x} = -3.609 KN.m \end{cases}$$

$$M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0y} = -5.465 KN.m \\ -0.3 \times M_{0y} = -3.279 KN.m \end{cases}$$

La vérification de la contrainte dans le béton

La dalle se situe à l'abri des intempéries la fissuration est considérée peu préjudiciable. On vérifie uniquement donc les contraintes dans le béton.

$$\pm_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\pm_{bc}};$$

$$\overline{\pm_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

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

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

Les résultats de la vérification sont résumés dans le tableau suivant

sens	M (KN.m)	A^{cal} (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	observation
Selon x-x	10.22	3.27	2.83	4266.34	6.77	15	vérifiée
Selon y-y	9.29	3.25	2.65	3182.74	7.73	15	vérifiée
appui	6.015	1.89	2.26	2701.57	5.78	15	vérifiée

Tableau III.20. Contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis

État limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Sens X-X**

1. $\frac{h}{l_X} > \frac{M_x^t}{20 \times M_{0X}}$ $\Leftrightarrow 0.028 < 0.042$ ..... *Non Vérifié.*
2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$ $\Leftrightarrow 0.0027 < 0.005$ ..... *Vérifié.*

- **Sens Y-Y**

1. $\frac{h}{l_Y} > \frac{M_Y^t}{20 \times M_{0Y}}$ $\Leftrightarrow 0.026 < 0.042$ ..... *Non Vérifié.*
2. $\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e}$ $\Leftrightarrow 0.003 < 0.005$ ..... *Vérifié.*

Les conditions de la flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens, donc on doit effectuer la vérification suivant pour la flèche.

D'après l'application SOCOTEC, on trouve

Selon x-x

$$\begin{cases} \Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij} = 3.20mm \\ f_{adm} = \dfrac{L_x}{500} = \dfrac{4950}{500} = 9.9mm \end{cases} \Rightarrow \Delta f < f_{adm} \text{ …vérifier.}$$

Selon y-y :

$$\begin{cases} \Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij} = 2.91mm \\ f_{adm} = \dfrac{L_y}{500} = \dfrac{4000}{500} = 10.52mm \end{cases} \Rightarrow \Delta f < f_{adm} \text{ …vérifier.}$$

Schéma de ferraillage

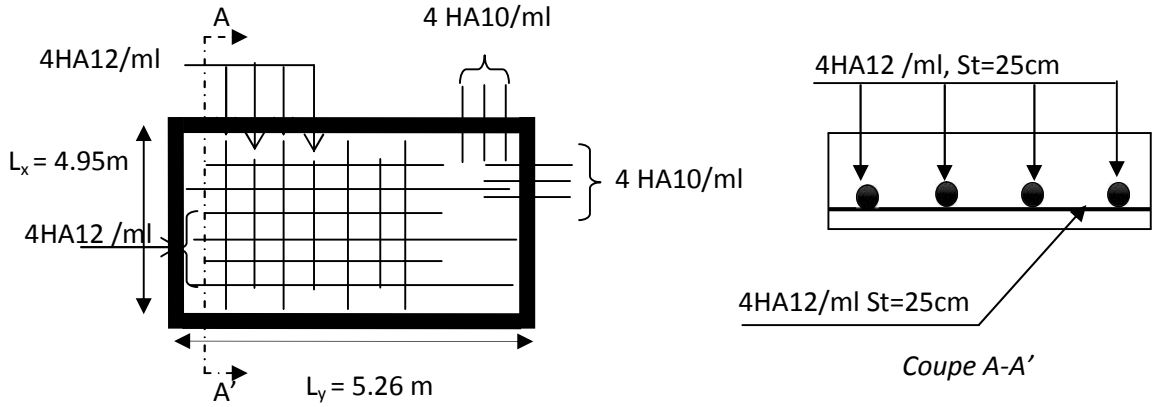


Fig. III.13. Schéma de ferraillage Dalle pleine sur quatre appuis.

III.2.2. Dalle pleine sur trois appuis (Balcon)

III.2.2.1.Méthode de calcul

Dès qu'on sort du domaine des dalles sur quatre appuis avec ou sans continuité aux dalles sur trois appuis, le recours le plus logique pour le calcul est fait avec la théorie des lignes de rupture.

Calcul des sollicitations

$$1)\ l_x \geq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \dfrac{P \times l_y^2}{8}(l_x - \dfrac{l_y}{2}) + \dfrac{P \times l_y^3}{48} \\ M_x = \dfrac{P \times l_y^3}{24} \end{cases} \qquad 2)\ l_x \leq \frac{l_y}{2} \Rightarrow \begin{cases} M_y = \dfrac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \dfrac{P \times l_x^2 \times l_y}{2} - \dfrac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\circ = \frac{140}{528} = 0{,}26 < 0{,}4$$

$$\frac{L_Y}{2} = \frac{5.28}{2} = 2{,}64m \Rightarrow L_x < L_y/2$$

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

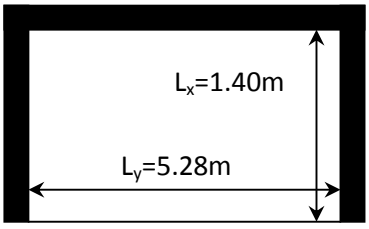


Fig. III.14. Schéma d'une dalle sur trois appuis.

On a: G = 5, 31 KN/m^2 ; Q = 3.5 KN/m^2 , e = 12 cm

ELU P_u= 1.35 G + 1.5 Q = 12.41 KN/m

ELS P_s = G + Q = 8.81 KN/m

ELU
$$\begin{cases} M_{0y} = 12.41 \times \dfrac{1.4^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 5.67 KN.m \\ M_{0x} = 12.41 \times \dfrac{1.4^2}{2} \times 5{,}28 - \dfrac{2}{3} \times 12.41 \times 1.4^3 \Rightarrow M_{0x} = 41.51 KN.m \end{cases}$$

ELS
$$\begin{cases} M_{0y} = 8.81 \times \dfrac{1.4^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 4.02 KN.m \\ M_{0x} = 8.81 \times \dfrac{1.4^2}{2} \times 5{,}28 - \dfrac{2}{3} \times 8.81 \times 1.4^3 \Rightarrow M_{0x} = 29.47 KN.m \end{cases}$$

Moments en travées

ELU
$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 4.81 KN.m$$
$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 35.28 KN.m$$

ELS
$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 3.41 KN.m$$
$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 25.04 KN.m$$

En appui

ELU
$$M_y^a = -0.5 M_{0y} = -2.83 KN.m$$
$$M_x^a = -0.5 M_{0x} = -20.75 KN.m$$

ELS
$$M_y^a = -0.5 M_{0y} = -2.01 KN.m$$
$$M_x^a = -0.5 M_{0x} = -14.73 KN.m$$

III.2.2.2.Ferraillage

Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau suivant

	Sens	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal}(cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adop}(cm²/ml)
En travée	selon y	4.81	0,050	0,064	0,091	1,50	1.15	4HA8=2,01
	Selon x	35.28	0,28	0,42	0,078	12.98	1,15	9HA14=13.85
En appui	Selon y	2.83	0,029	0,037	0,080	1	1.15	4HA8=2,01
	Selon x	20.75	0,16	0,22	0,08	6.97	1,15	5HA14 =7.70

Tab III.21 Résultats de ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis.

Calcul de l'espacement des armatures en travée

// à L_x : on opte pour : S_t = 11cm ≤ min (2 e, 25cm)
// à L_y : on opte pour : S_t = 25cm ≤ min (3 e, 33cm)

Calcul de l'espacement des armatures en appuis

// à L_x : on opte pour : S_t = 20cm ≤ min (2 e, 25cm)
// à L_y : on opte pour : S_t = 25cm ≤ min (3 e, 33cm)

Vérification a l'E.L.U

Calcul de l'effort tranchant

$V_{ux} = \frac{P_u l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4}$ ⇒ V_{Ux}= 8.64 KN

Vérification des armatures transversales

La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.

$$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times dx} = \frac{8.64 \times 10^{-3}}{1 \times 0.094} = 0.091 MPa \Rightarrow \tau_u = 0.091 MPa < \tau_{adm} = 0.047 \times f_{c28} = 1.17 MPa$$

Les deux conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

Vérification a l'E.L.S

- *État limite des contraintes*

On a Fissuration nuisible donc les vérifications à faire sont la contrainte du béton et celle de l'acier

La contrainte dans le béton

sens	M (KN.m)	A^{cal} (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	observation
Selon x-x	35.28	12.98	4.40	7682.64	12.4	15	vérifiée
Selon y-y	4.81	1.50	1.7	1114.39	7.33	15	vérifiée
appui	20.75	6.97	3.50	5056.78	8.89	15	vérifiée

Tab. III.22. Vérifications la contrainte du béton et celle de l'acier

La contrainte dans l'acier

$$\text{F.P} \quad \overline{\sigma_s} = min\left[\frac{2}{3} \times f_e ; \left(110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)\right] = 201{,}6\ MP \quad ; \sigma_{st} = 15\frac{M_{SER}}{I}(d-y) \leq \overline{\sigma}_{st}$$

selonx − x σ_{st}=255.42MPa > 201,6 MPa.

selon y − y σ_{st}=235.56MPa > 201,6 MPa.

En appui σ_{st}=265.32MPa > 201,6 MPa.

$\sigma_{st} > \overline{\sigma}_{st}$ … Condition non vérifiée, donc on va redimensionner la section des aciers à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right)\overline{\sigma}_{st}} ; \quad \alpha = \sqrt{90 \times \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} \quad ; \alpha \in [0, 1] \quad ; \quad = \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\sigma}_{st}}$$

Après avoir fait les calculs à l'ELS, on trouve

A_{st} = 15,40 cm^2 selon le sens x-x soit **10HA14 /ml**

A_{st} = 2,53 cm^2 selon le sens y-y. Soit **5HA8 /ml**

A_{st} = 6.18 cm^2 selon le sens x-x(en appui) soit **5HA14 /ml**

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x 1. $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right)$ ⇔ 0,1> 0,042 .....Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$ ⇔ 0,0154 > 0,005 ..... Non Vérifié.

Sens y-y 1. $\frac{h}{l_y} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right)$ ⇔ 0,026 < 0 ,042 ..... Non Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e}$ ⇔ 0,0015 < 0,005.....Vérifié.

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens.
En suivant les mêmes procédures que précédemment on trouve les résultats suivants :

Sens x-x Δf =0,261 cm < f_{adm}=0,28cm ..... vérifier

Sens y-y Δf =0,416 cm < f_{adm}=1.05cm ..... vérifier

Schéma de ferraillage

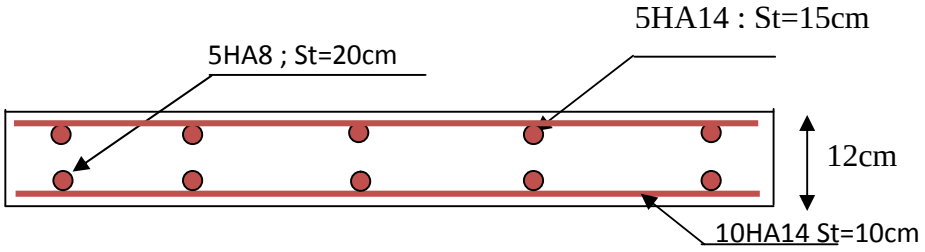


Figure III.15. Coupe transversale en appui (dalle sur 3appuis)

III.2.3. Dalle pleine sur trois appuis (Dalle autour de l'ascenseur)

III.2.3.1. Calcul des sollicitations

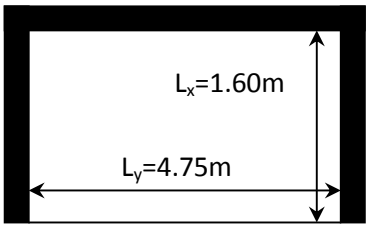


Fig. III.16. Schéma d'une dalle sur trois appuis.

° $= \frac{160}{475} = 0{,}33 < 0{,}4$

$\frac{L_Y}{2} = \frac{4.75}{2} = 2{,}37m \Rightarrow L_x < L_y/2$

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

On a: G = 4, 81 KN/m^2 ; Q = 2.5 KN/m^2 , $e = 14cm$

ELU P_u= 1.35 G + 1.5 Q = 10.24 KN/m

ELS P_s = G + Q = 7,31 KN/m

ELU $\begin{cases} M_{0y} = 10.24 \times \frac{1.6^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 6.99KN.m \\ M_{0x} = 10.24 \times \frac{1.6^2}{2} \times 4.75 - \frac{2}{3} \times 10.24 \times 1.6^3 \Rightarrow M_{0x} = 34.29KN.m \end{cases}$

ELS $\begin{cases} M_{0y} = 7.31 \times \frac{1.6^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 5KN.m \\ M_{0x} = 7.31 \times \frac{1.6^2}{2} \times 4.75 - \frac{2}{3} \times 7.31 \times 1.6^3 \Rightarrow M_{0x} = 24.48KN.m \end{cases}$

Moments en travées

ELU $M_y^t = 0.85M_{0y} = 5.94KN.m$
$M_x^t = 0.75M_{0x} = 25.71KN.m$

ELS $M_y^t = 0.85M_{0y} = 4.25KN.m$
$M_x^t = 0.75M_{0x} = 18.36KN.m$

En appui

ELU $M_y^a = -0.5M_{0y} = -3.49KN.m$

$M_x^a = -0.5M_{0x} = -17.14KN.m$

ELS $M_y^a = -0.5M_{0y} = -2.5KN.m$

$M_x^a = -0.5M_{0x} = -12.24KN.m$

III.2.3.2. Ferraillage

Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau suivant

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2/ml)$
En travée	selon y	5.94	0,042	0,054	0,09	1,76	1.15	4HA8=2,01
	Selon x	25.71	0,14	0,18	0,10	7.38	1,15	10HA10=7.85
En appui	Selon y	3.49	0,025	0,031	0,098	1.02	1.15	4HA8=2,01
	Selon x	17.14	0,094	0,124	0,107	4.58	1,15	6HA10 =4.71

Tab III.23. Résultats de ferraillage de la dalle pleine sur 3 appuis.

Calcul de l'espacement des armatures en travée

// à L_x : on opte pour : $S_t = 10cm \leq \min(2e, 25cm)$

// à L_y : on opte pour : $S_t = 25cm \leq \min(3e, 33cm)$

Calcul de l'espacement des armatures en appuis

// à L_x : on opte pour : $S_t = 15cm \leq \min(2e, 25cm)$

// à L_y : on opte pour : $S_t = 25cm \leq \min(3e, 33cm)$

Vérification a l'E.L.U

Calcul de l'effort tranchant

$V_{ux} = \frac{P_u l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_{Ux} = 8.08$ KN

Vérification des armatures transversales

La dalle est collée sans reprise de bétonnage.

$\tau_{max} = \frac{V_{max}}{b \times dx} = \frac{8.08 \times 10^{-3}}{1 \times 0.113} = 0.071MPa \Rightarrow \tau_u = 0.071MPa < \tau_{adm} = 0.047 \times f_{c28} = 1.17MPa$

Les deux conditions sont vérifier donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

Vérification a l'E.L.S

- **État limite des contraintes**

On a Fissuration peu nuisible donc les vérifications à faire sont **la contrainte du béton** seulement

sens	M (KN.m)	A^{cal} (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	observation
Selon x-x	25.71	7.38	4.01	8032.42	12.83	15	vérifiée
Selon y-y	5.94	1.76	2.03	1913.98	6.30	15	vérifiée
appui	17.14	4.58	3.31	5594.63	10.14	15	vérifiée

Tab. III.24. Vérifications la contrainte du béton et celle de l'acier

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x 1. $\frac{h}{l_x} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}})$ $\Leftrightarrow$ 0,087> 0,037 ..... Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$ $\Leftrightarrow$ 0,0065 > 0,005 ..... Non Vérifié.

Sens y-y 1. $\frac{h}{l_y} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}})$ $\Leftrightarrow$ 0,029 < 0 ,042 ..... Non Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e}$ $\Leftrightarrow$ 0,12 > 0,005 ..... Non Vérifié.

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens.

Suivant les mêmes procédures que précédemment on trouve les résultats suivants

Sens x-x Δf =0,28 cm < f_{adm}=0,36cm ..... vérifier

Sens y-y Δf =0,53 cm < f_{adm}=0.95cm ..... vérifier

Schéma de ferraillage

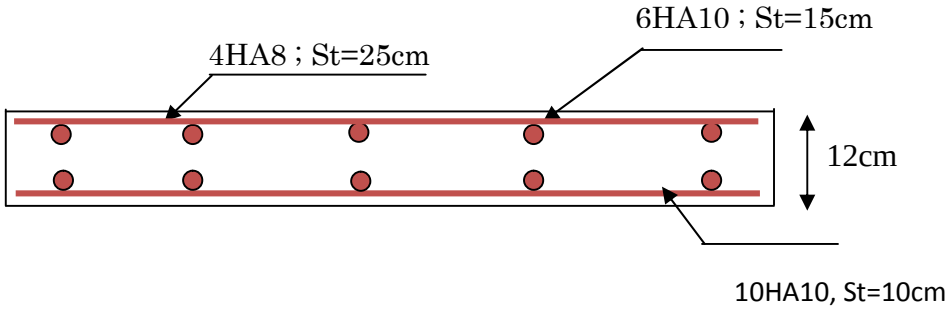


Figure III.17 Coupe transversale en appui (dalle sur 3appuis)

III.2.4. Dalle sur deux appuis perpendiculaires (balcon)

III.2.4.1. Calcul des sollicitations

On étudiera le panneau le plus sollicité

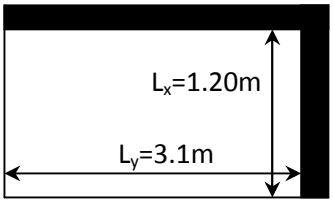


Fig. III.18. Schéma d'une dalle sur deux appuis.

Évaluation des charges

$G = 5.31 KN/m^2$

$Q = 3.5 KN/m^2$

On aura donc

À l'ELU

$P_U = 1.35G + 1.5Q = 12.41 KN/m^2$

À l'ELS :

$P_S = G + Q = 8.81 KN/m^2$

P : la charge concentrée due au poids propre du garde-corps, qui est donnée par

P = 1.35*1ml = 1.35KN.

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{120}{310} = 0.38 \Rightarrow \rho < 0.4 \Rightarrow$ La dalle travail sur un seul sens (lx) , donc le calcul se fait comme une console.

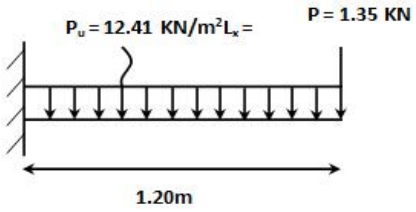


Fig. III.19. Schéma statique de la dalle sur deux appuis.

Le moment

À ELU

$$M_U = -\frac{p_u * l_x^2}{2} - P * l_x \Rightarrow M_U = -\frac{12.41*1.2^2}{2} - 1.35*1.2 = -10.55KN.m$$

Effort tranchant

Vu = Pu*l_x +P=16.24 KN

À ELS

$$M_s = -\frac{p_s * l_x^2}{2} - P * l_x \Rightarrow M_s = -\frac{8.81*1.2^2}{2} - 1*1.2 = -7.96KN.m$$

III.2.4.2. Ferraillage

- **Selon L_x (Armatures principales)**

Le calcul des armatures se fait en flexion simple pour une bande d'un mètre linéaire.

$b = 1m$; $h = 12cm$; $d_x = 9.4cm$; $f_{c28} = 25MPa$; $f_{bu} = 14.2MPa$; $f_{st} = 400MPa$

$$«_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.55 \times 10^{-3}}{1 \times 0.0.094^2 \times 14.2} = 0.084 < 0.186 \Rightarrow Pivot.A$$

$$«_{bu} < «_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$¶_{st} = 10‰ \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{¥_s} = \frac{400}{1.15} = 348MPa$$

$$~ = \frac{1 - \sqrt{1 - 2«_{bu}}}{0.8} \Rightarrow ~ = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.084}}{0.8} = 0.10$$

$$z = d(1 - 0.4~) \Rightarrow z = 0.094(1 - 0.4 \times 0.10) = 0.089m$$

$$A_s = \frac{10.55 \times 10^{-3}}{0.089 \times 348} = 3.37cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 100 \times 9.4 \times 2.1}{400} = 1.13cm^2$$

$$Soit : A_S = 5HA10 = 3.93cm^2$$

L'espacement (S_t)

$$S_t \le Min(2 \times e; 25cm) = Min(2 \times 12; 25cm) = 25cm$$

$$S_t \le 24cm$$

Soit : S_t=20cm.

- **Armatures secondaires (répartitions)**

$$A_t = \frac{A_l}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98cm^2$$

$$A_t = 4HA8 = 2.01cm^2$$

L'espacement (S_t)

$$S_t \le Min(4 \times e; 45cm) = Min(4 \times 12; 45cm) \Rightarrow S_t \le 45cm$$

Soit St = 25cm.

III.2.4.3. Vérifications

À L'ELU

L'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.094} = 0.172 MPa$$

$$\Rightarrow \tau_u = 0.172 MPa < \overline{\tau}_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 MPa \text{.....} Vérifiée$$

Vérification de la contrainte dans le béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma_{bc}};$$

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 MPa$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 2.61 cm$$

$$I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \Rightarrow I = 2923.21 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = 7.10 Mpa \leq 15 Mpa \text{.....} vérifiée$$

Vérification de l'état limite d'ouverture des fissures

On a fissuration nuisible

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M_{ser}}{I}(d_x - y) \leq \overline{\sigma_s} \Rightarrow \overline{\sigma_s} = \min\left[\frac{2}{3} \times fe, \left(110\sqrt{\eta \times f_{tj}}\right)\right] = 201.6 MPa.$$

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{7.96 \times 10^{-3}}{2923.21 \times 10^{-8}} \times (0.094 - 0.0261) \Rightarrow \sigma_{st} = 277.74 MPa > 201.6 MPa.$$

La condition n'est pas vérifiée, donc on va redimensionner la section d'aciers à l'ELS.

$$A_{st} = \frac{M_{ser}}{d\left(1 - \frac{\sim}{3}\right)\overline{\sigma_{st}}} \qquad \sim = \sqrt{90\alpha \times \frac{1 - \sim}{3 - \sim}} \quad \alpha \in [0, 1]$$

$$= \frac{M_{ser}}{b \times d^2 \times \overline{\overline{\sigma_{st}}}}$$

$$= \frac{7.96 \times 10^{-3}}{1 \times 0{,}094^2 \times 201.6} = 4.46 \times 10^{-3}$$

Après avoir fait les itérations, on trouve $\sim = 0.28$

$A_{st} = 4.63$ cm²

Donc le choix de ferraillage est : A_t^x=6HA10 = 4.71 cm²/ml.

Avec :

$$S_t \leq Min(2 \times e; 25cm) = Min(2 \times 12; 25cm) = 25cm$$

$$S_t \leq 24cm$$

Soit : St=20cm.

État limite de déformation

Si les conditions suivantes sont vérifiées, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

1. $\frac{h}{l_x} > \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}}\right)$ $\Leftrightarrow 0{,}1 > 0{,}05$ .....Vérifié.
2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$ $\Leftrightarrow 0{,}0049 < 0.005$ .....Vérifié

Les deux conditions sont vérifiées donc il est inutile de vérifier la flèche.

Schéma de ferraillage

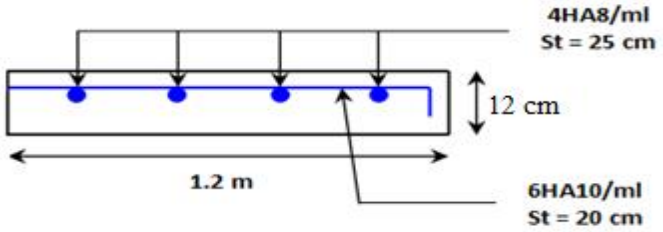


Fig. III.20. Schéma de ferraillage d'une dalle sur deux appuis.

III.3.3 Etude des escaliers

❖ **Volée 1 et 3 (RDC)**

La charge permanente sur la volée d'escalier
Volée : G = 6.99 KN/m² ; Q = 2.5KN/m²
A l'ELU: q_v = 1.35G+1.5Q = 13.18 KN/ml
A l'ELS : q_v = G+Q = 9.49 KN/ml

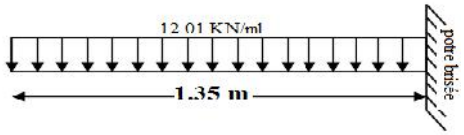


Fig. III.21. Schéma statique de la volée 1et3

1. Calcul des sollicitations

Moment d'encastrement

$$M^{u}_{encastrement} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{13.18 \times 1.35^2}{2} = 12.01\,KN.m$$

$$M^{s}_{encastrement} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{9.49 \times 1.35^2}{2} = 8.64\,KN.m$$

Effort tranchant

$$V_u = q_u \times L = 13.18 \times 1.35 = 17.79\,KN$$

2. Ferraillage : pour une bande de 1ml avec d = 10 cm.

$$\mu_{bu} = \frac{12.01 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.084 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$\beta = 0.110$ $Z = 0.095$ $\Rightarrow A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{12.01 \times 10^{-3}}{0.095 \times 348} = 3.63\,cm^2$

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.1 \times 2.1}{400} = 1.207\,cm^2 \Rightarrow A_{min} < A_s$$

$A_{min} < A_s$ Condition vérifiée On choisit 4HA12 = 4.52cm² S_t = 20cm

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{17.79 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.177\,MPa$$

$$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\,MPa \qquad \bar{\tau} > \tau \quad \text{....Condition vérifiée}$$

Puisqu'il existe un chargement concentré (le garde-corps), les armatures de répartition sont

$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{4.52}{3} = 1.506\,cm^2/ml$; Soit A_r = 4HA8 = 2.01cm²/ml; S_t = 25cm

Vérification de l'état limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad , \qquad I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

M_{ser} = 8.89 KN.m , y = 3.06cm , I= 4220.57 cm⁴

$$\sigma_{bc} = \frac{8.89 \times 10^{-3}}{4220.57 \times 10^{-8}} \times 3.06 \times 10^{-2} = 6.44\,MPa$$

$\overline{\pm}_{bc} = 0.6 \times f_c 28 = 15\,MPa$

$\overline{\pm}_{bc} > \pm_{bc}$ ……Vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.12}{1.35} = 0.088 > 0.0625$ ....*Verifiée*

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0.12}{1.35} = 0.088 > \frac{0.75}{10} = 0.075$ .... *Verifiée*

$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{4.52 \times 10^{-4}}{1 \times 0.10}. = 0.0045 < 0.105$..... .....*Vérifiée*

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferraillage

Schéma de ferraillage des deux volées à l'encastrement est le suivant

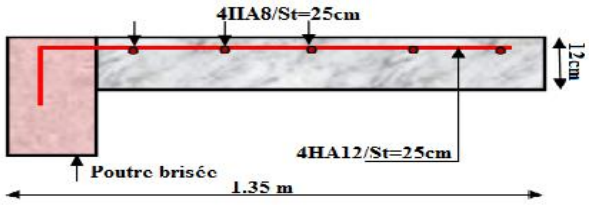


Fig. III.22. Schéma de ferraillage des deux volées (1ere et 3ème).

❖ **Volée 2 (RDC)**

La charge permanente sur la volée d'escalier

Volée : G = 7.19KN/m² ; Q = 2.5KN/m²

A l'ELU: q_v = 1.35G+1.5Q = 13.45 KN/ml

A l'ELS : q_v = G+Q = 9.69KN/ml

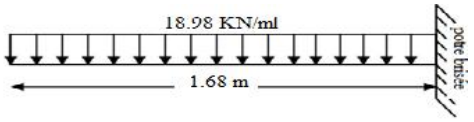


Fig. III.23. Schéma statique de la volée 2

1. Calcul des sollicitations

Moment d'encastrement

$M^u_{encastrement} = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{13.45 \times 1.68^2}{2} = 18.98\,KN.m$

$M^s_{encastrement} = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{9.69 \times 1.68^2}{2} = 13.67\,KN.m$

Effort tranchant

$V_u = q_u \times L = 13.45 \times 1.68 = 22.59\,KN$

2. Ferraillage : pour une bande de 1mL avec d = 10 cm.

$\mu_{bu} = \frac{18.98 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10^2 \times 14.2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0.133 \Rightarrow \mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$

$\beta = 0.18 \quad Z = 0.092 \Rightarrow A_s = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \Rightarrow A_s = \frac{18.98 \times 10^{-3}}{0.095 \times 348} = 5.92\,cm^2$

$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{min} = \frac{0.23 \times 1 \times 0.1 \times 2.1}{400} = 1.207\,cm^2 \Rightarrow A_{min} < A_s$

$A_{min} < A_s$ Condition vérifiée donc on ferraille avec A_s = 6.16cm²

On choisit 4HA14 = 6.16cm² Avec un espacement S_t = 20cm.

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{22.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.225\,MPa$$

$\bar{\tau} = 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.17\,MPa$ $\qquad$ $\bar{\tau} > \tau$ ..... Condition vérifiée

Puisqu'il existe un chargement concentré (le garde-corps), les armatures de répartition sont

$A_r = \frac{A_s}{3} = \frac{6.16}{3} = 2.05\,cm^2/ml$; Soit A_r = 5HA8 = 2.51cm²/ml; S_t = 20cm

Vérification de l'état limite de compression de béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \quad , \qquad I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$$

M_{ser} = 8.89 KN.m , y = 3.06cm , I= 5405.47 cm⁴

$$\sigma_{bc} = \frac{8.89 \times 10^{-3}}{5405.40 \times 10^{-8}} \times 3.06 \times 10^{-2} = 5.03MPa$$

$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_c 28 = 15MPa$ $\qquad$ $\bar{\sigma}_{bc} > \sigma_{bc}$ .....Vérifiée

Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.12}{1.68} = 0.071 > 0.0625$ ....*Verifiée*

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0.12}{1.68} = 0.071 > \frac{0.75}{10} = 0.075$ .... *Verifiée*

$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{6.16 \times 10^{-4}}{1 \times 0.10}. = 0.00616 < 0.105$ .... *Vérifiée*

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferraillage

Schéma de ferraillage des deux volées à l'encastrement est le suivant

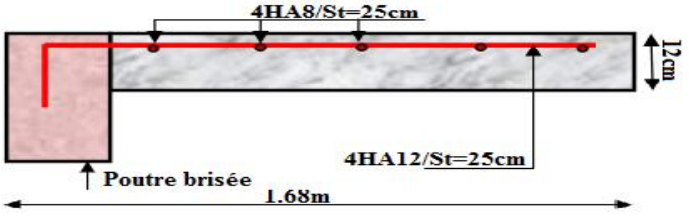


Fig. III.24. Schéma de ferraillage du la 2éme volée

Etude de l'escalier d'étage courant (identique pour les volées 1 et 3 RDC).

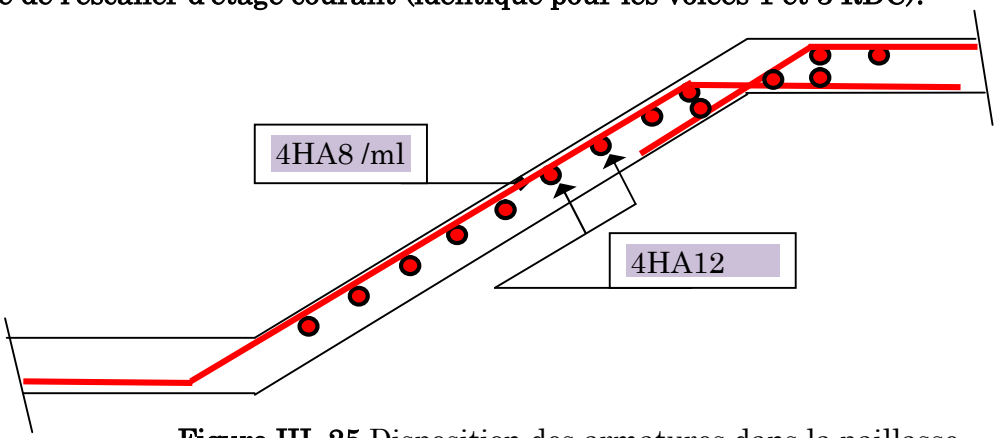


Figure III .25 Disposition des armatures dans la paillasse.

❖ **Palier de repos (Dalle pleine sur trois appuis)**

Calcul des sollicitations

° $= \frac{168}{480} = 0{,}35 < 0{,}4$

$\frac{L_Y}{2} = \frac{4.80}{2} = 2{,}4m \Rightarrow L_x < L_y/2$

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

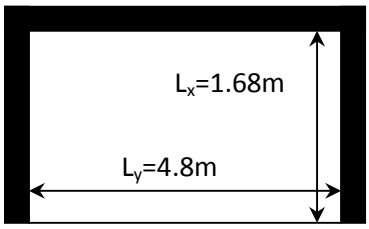


Fig. III.26. Schéma d'une dalle sur trois appuis.

On a: G = 5.02 KN/m^2 ; Q = 2.5 KN/m^2 , $e = 14cm$

ELU P_u= 1.35G + 1.5 Q = 10.52 KN/m

ELS P_s = G + Q = 7,52 KN/m

ELU $\begin{cases} M_{0y} = 10.52 \times \frac{1.68^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 8.31KN.m \\ M_{0x} = 10.52 \times \frac{1.68^2}{2} \times 4.80 - \frac{2}{3} \times 10.52 \times 1.68^3 \Rightarrow M_{0x} = 38KN.m \end{cases}$

ELS $\begin{cases} M_{0y} = 7.52 \times \frac{1.68^3}{6} \Rightarrow M_{0y} = 5.94KN.m \\ M_{0x} = 7.52 \times \frac{1.68^2}{2} \times 4.8 - \frac{2}{3} \times 7.52 \times 1.68^3 \Rightarrow M_{0x} = 27.16KN.m \end{cases}$

Moments en travées

ELU $M_y^t = 0.85M_{0y} = 7.06KN.m$ $M_x^t = 0.75M_{0x} = 28.5KN.m$

ELS $M_y^t = 0.85M_{0y} = 5.04KN.m$ $M_x^t = 0.75M_{0x} = 20.37KN.m$

En appui

ELU $M_y^a = -0.5M_{0y} = -4.15KN.m$ $M_x^a = -0.5M_{0x} = -19KN.m$

ELS $M_y^a = -0.5M_{0y} = -2.97KN.m$ $M_x^a = -0.5M_{0x} = -13.58KN.m$

Ferraillage

Les résultats de calcul sont représenté dans le tableau suivant

	Sens	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal}(cm²)	A_{min}(cm²)	A_{adop}(cm²/ml)
En travée	selon y	7.06	0,050	0,065	0,096	2.10	1.15	4HA10=3.14
	Selon x	28.5	0,15	0,21	0,10	7.92	1,15	8HA12=9.03
	Selon x	19	0,10	0,13	0,107	5.11	1,15	6HA12 =6.77

Tableau III.25 Résultats de ferraillage du palier de repos

Calcul de l'espacement des armatures en travée

// à L_x : on opte pour : S_t = 10cm ≤ min (2 e, 25cm)

// à L_y : on opte pour : S_t = 12cm ≤ min (3 e, 33cm)

Calcul de l'espacement des armatures en appuis

// à L_x : on opte pour : S_t = 15cm ≤ min (2 e, 25cm)

// à L_y : on opte pour : S_t = 15cm ≤ min (3 e, 33cm)

Vérification a l'E.L.U

Calcul de l'effort tranchant

$V_{ux}=\frac{P_u l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4+l_y^4}$ ⇒ V_{Ux}= 8.70 KN

Vérification des armatures transversales.

$$\tau max = \frac{V_{max}}{b \times dx} = \frac{8.70 \times 10^{-3}}{1 \times 0.1} = 0.087MPa \Rightarrow \tau_u = 0.087MPa < \tau_{adm} = 0.047 \times f_{c28} = 1.17MPa$$

Les deux conditions sont vérifier donc il n'est pas nécessaire de mettre les armatures transversales.

Vérification a l'E.L.S

- **État limite des contraintes**

On a Fissuration peu nuisible donc les vérifications à faire sont **la contrainte du béton** seulement

sens	M (KN.m)	A^{cal} (cm^2)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	observation
Selon x-x	28.5	7.92	4.01	8032.42	12.83	15	vérifiée
Selon y-y	7.06	2.10	2.03	1913.98	6.30	15	vérifiée
appui	19	5.11	3.31	5594.63	10.14	15	vérifiée

Tab. III.26. Vérifications la contrainte du béton et celle de l'acier

- **Etat limite de déformation**

Si les conditions suivantes sont vérifiées le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens x-x 1. $\frac{h}{l_x} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}})$ ⇔ 0,083> 0,037 ..... Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e}$ ⇔ 0,0070 > 0,005 ..... Non Vérifié.

Sens y-y 1. $\frac{h}{l_y} > \max(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0y}})$ ⇔ 0,029 < 0 ,042 ..... Non Vérifié.

2. $\frac{A_s}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e}$ ⇔ 0,21 > 0,0..... Non Vérifié.

Les conditions de flèche ne sont vérifiées dans les deux sens.

Suivant les mêmes procédures que précédemment on trouve les résultats suivants

Sens x-x Δf =0,30 cm < f_{adm}=0,36cm ..... vérifier

Sens y-y Δf =0,58 cm < f_{adm}=0.95cm ..... vérifier

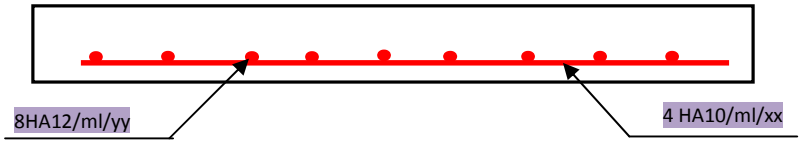


Fig III.27. Schéma de ferraillage du palier en travée

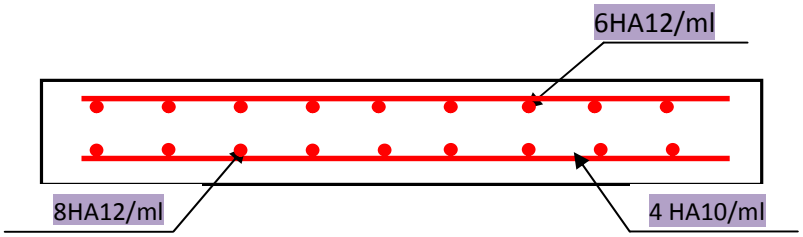


Fig III.28. Schéma de ferraillage du palier en appuis

❖ **Calcul de la poutre brisée**

Dimensionnement

$$\frac{L}{15} \le h \le \frac{L}{10} \Rightarrow 41.46 \le h \le 62.2cm$$

Donc soit h =45 cm et b=35 cm

La poutre brisée est soumise à la flexion

Simple en outre elle est soumise à la torsion.

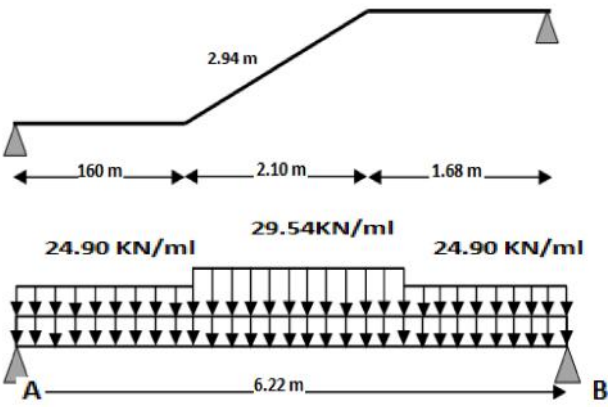


Fig. III.29. Schéma statique de la poutre brisée.

Calcul à la flexion simple

La poutre est soumise à son poids propre

g_0=25×0.4×0.45=3.93 KN/ml (partie horizontale)

g_1=25×0.35×0.45/cos33.69°=4.73 KN/ml (partie inclinée)

g_3= 1.4×2.76=3.98 KN/ml (poids du mur)

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier

R_V=17.79KN/ml.

R_P=14.22KN/ml.

Avec : R_v : la charge ramenée par la volée. R_P : la charge ramenée par le palier.

Calcul des sollicitations

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

R_A(KN)	R_B(KN)	X(m)	M_0(KN.m)	M_a(KN.m)	M_t(KN.m)	V_u(KN)
84.33	84.17	2.13	131	**65.5**	**98.25**	**84.24**

Tableau III.27. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM

Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple b=0.35m d=0.36m

Mu (KN. m)	μ_{bu}	A	Z (m)	A_{min} (cm²)	$A_{calculée}$ (cm²)
En travée					
98.25	0.152	0.207	0.33	1.52	**8.55**
En appui					
65.5	***0.101***	***0.134***	***0.34***	***1.52***	***5.52***

Tableau III.28. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\left.\begin{array}{l} \tau_u = \dfrac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \dfrac{84.24 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.36} = 0.668MPa \\ \overline{\tau_u} = \min\left[\dfrac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right] = 3.33MPa \end{array}\right\} \quad \overline{\tau_u} > \tau_u \quad \text{.....Vérifiée}$$

Donc la condition est vérifiée.

Armatures transversales à la flexion simple

Soit : S_t=15cm

$$A_t \ge \frac{(\tau_u - 0.3 \times f_{t28}) \times b \times S_t}{0.8 \times f_e} = \frac{(0.185 - 0.3 \times 2.1) \times 0.35 \times 0.15}{0.8 \times 400} = -0.73cm^2 \Rightarrow A_t < 0$$

$$A_t \ge \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.35 \times 0.15}{400} = 0.525cm^2 \Rightarrow A_t > 0$$

On adopte : A_t = 0.525cm²

Calcul à la torsion

Le moment de torsion

Le moment maximum aux appuis M_{encas}= 12.01KN.m

Le moment de torsion. $M_T = \frac{M_{enca} \times L}{2} = \frac{12.01 \times 6.22}{2} = 37.35 KN.m$

Ferraillage

Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion M_T=37.35KN.m est le moment statique au niveau de l'encastrement.

D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$\Omega = (b-e) \times (h-e)$ $\quad e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83cm$

$\Omega = (35-5.83) \times (45-5.83) = 1142.588 cm^2$

U : est le périmètre de la section creuse

$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] = 136.68 cm$

Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion :

$\tau_{uTO} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{37.35 \times 10^{-3}}{2 \times 1142.588 \times 10^{-4} \times 0.0583} = 2.80 MPa$

La résultante des contraintes tangentielles

$\tau = \sqrt{(\tau_u)^2 + (\tau_T)^2} = \sqrt{(0.583)^2 + (2.8)^2} = 2.86 MPa$

$\overline{\tau_u} = \min\left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right] = 3.33 MPa$

$\overline{\tau_u} > \tau_u$ ……Vérifiée

Armatures longitudinales en torsion :

$A_l = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{37.35 \times 10^{-3} \times 1.3668}{2 \times 1142.588 \times 10^{-4} \times 348} = 6.419 cm^2$

Armatures transversales en torsion

$\frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_T}{2 \times \Omega}$ Si on fixe S_t = 15cm

$A_t = \frac{M_T \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{37.35 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 1142.588 \times 10^{-4} \times 400} = 0.704 cm^2$

Ferraillage de la poutre brisée

Armatures longitudinales en travée

$A_l^t = A_l^{flexion \cdots simple} + \frac{1}{2} A_l^{Tortion} \Rightarrow A_l^t = 8.55 + \frac{1}{2} \times 6.41 = 11.75 cm^2$ Soit : 8HA14 = 12.32cm²

Armatures longitudinales en appui :

$A_l^a = A_l^{flexion \cdots simple} + \frac{1}{2} A_l^{Tortion} \Rightarrow A_l^a = 5.52 + \frac{1}{2} \times 6.41 = 8.72 cm^2$ Soit : 8HA12 = 9.05cm²

Armatures transversales :

$A_t = A_t^{flexion \cdots simple} + \frac{1}{2} A_t^{Tortion} \Rightarrow A_l = 0.525 + \frac{1}{2} \times 0.704 = 0.877 cm^2$ Soit : 2Cadre de $\Phi 8$ =2.01cm²

Schéma de ferraillage

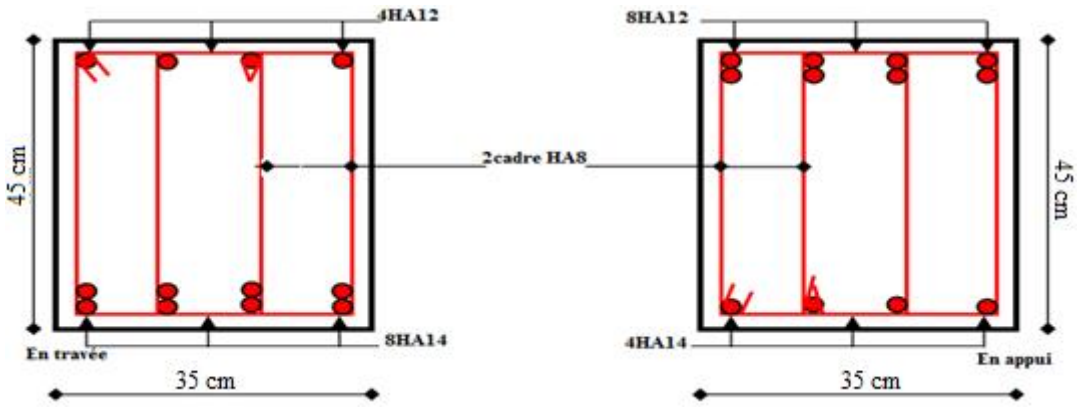


Fig. III.30. Schéma de ferraillage de la poutre brisée.

❖ **Etudes de la poutre palière**

Soit : h = 35 cm et b=30 cm

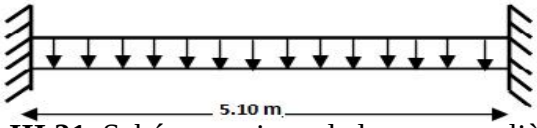


Fig. III.31. Schéma statique de la poutre palière.

1.Calcul a la flexion simple

La poutre est soumise à

Son poids propre : $g_0 = 25\times0.35\times0.30=2.625$ KN/m

Poids du mur : $g_1=2.81\times1.40=3.93$KN/ml

La charge transmise par l'escalier c'est la réaction d'appui au point B $R_p=14.22$KN

$P_u=1.35(g_0+g_1)+R_p=1.35\times6.55+14.22=23.07$KN/ml

$Ps = g_1+R_B = 7.79+7.52=15.31$KN/ml

On considère la poutre palière comme une poutre encastré dans les poteaux.

Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$P_u = 23.07$KN/m	$P_s = 15.31$KN/m
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 25.00KN.m$	$M^t = \frac{Ps \times L^2}{24} = 16.59KN.m$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -50.00KN.m$	$M^a = -\frac{Ps \times L^2}{12} = -33.18KN.m$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 58.82KN$	$Vs = \frac{P_s \times L}{2} = 39.04KN$

Tab.III.29. Les sollicitations de la poutre palière.

Ferraillage

Le calcul se fait pour une section (b× h)

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

	M (KN.m)	μ_{bu}	~	Z (m)	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)
En Travée	25.00	0.0291	0.0370	0.423	1.821	1.81
En Appuis	50.00	0.0583	0.0751	0.417	3.69	1.81

Tab. III.30. Ferraillage de la poutre palière à la flexion simple.

Vérification a l'ELU

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{63.08 \times 10^{-3}}{0.35 \times 0.43} = 0.45 MPa$$

$$\overline{\tau_u} = Min\left(\frac{0.02 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa\right) = 3.33 MPa \quad \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u}$$ .....vérifiée

Armatures transversales à la flexion simple

S_t =15cm <min (0.9d;40cm)=38.7cm.....Condition vérifiée

$$A_t = \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.30 \times 0.15}{400} = 0.45\ cm^2$$

$$A_t = b \times S_t \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{tj}}{0.8 \times fe} = 0.30 \times 0.15 \frac{0.45 - 0.3 \times 2.1}{0.8 \times 400} = -0.346\ cm^2$$

Donc $A_t = 0.525 cm^2$

2.Calcul a la torsion

Selon le BAEL91, la contrainte tangentielle de torsion est donnée par la formule $\tau_u = \frac{M_u}{2.\Omega.b_0}$

M_u : Le moment de torsion provoquer sur la poutre palière est transmise par le palier.

$M^{torsion} = M_a = 14.85$ KN.m

b_0 : L'épaisseur de la paroi au point considéré.

Ω : L'air du contour tracé a mi-épaisseurs des parois

$\Omega = (b\text{-}b_0) \times (h\text{-}b_0)$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{35}{6} = 5.83cm \Rightarrow \Omega = (35-5) \times (45-5) = 1200\ cm^2$$

Armature longitudinales

$$A_l = \frac{U \times M_u}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$ Avec U : périmètre de Ω.

U =2[(b-e)+h-e)] =2[(35-5) + (45-5)] = 140cm

$$A_l = \frac{140 \times 10^{-2} \times 14.85 \times 10^{-3}}{2 \times 1200 \times 10^{-4} \times 348} = 2.48 cm^2$$

Armatures transversales

On opte S_t= 20cm en travée S_t = 15cm en appui

$$A_{tor}^{\ t} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} = \frac{14.85 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 0.12 \times 400} = 0.355\ cm^2 \text{ ....Travées}$$

$$A_{tor}^{\ t} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times fe} = \frac{14.85 \times 10^{-3} \times 0.15 \times 1.15}{2 \times 0.12 \times 400} = 0.266 cm^2 \text{ ....Appuis}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^{\ 2} + \tau_{flexion}^{\ 2}}$

On à ; V_{max} =63.08KN ;$\tau_{flexion}$ =0.419MPa

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{14.85 \times 10^{-3}}{2 \times 1200 \times 10^{-4} \times 5.83 \times 10^{-2}} = 1.06 Mpa$$

$\Rightarrow \tau_u = \sqrt{1.06^2 + 0.419^2} = 1.14MPa$; $\tau_u < \overline{\tau_u}$ =3.33MPa……condition vérifiée.

Section finale des armatures

Armatures longitudinales

En travée : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1.82 + \frac{2.48}{2} \Rightarrow A_t = 3.06cm^2$ Soit : A^t = 3HA12= 3.39cm²

En appui : $A^a = A_{flexion} + \frac{A_{torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 3.69 + \frac{2.48}{2} \Rightarrow A_t = 4.53cm^2$ Soit : A^a = 3HA14 = 4.62cm²

Armatures transversales

$A^t = A_{torsion} + A_{flexion} = 0.355 + 0.525 = 0.88cm^2$; Soit: 4HA8 = 2.01cm²

On opte pour un cadre et un étrier de Ø8.

Vérification à L'ELS

Etat limite de compression de béton

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

$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$ $I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm⁴)	$\sigma_{bc}(Mpa)$	$\overline{\sigma_{bc}}(Mpa)$	Observations
En travée	16.59	9.81	67029.36	2.42	15	Vérifiée
En appui	33.18	11.21	86469.63	4.30	15	Vérifiée

Tab. III.31. Vérification de l'état limite de compression de béton.

Vérification de l'état limite de déformation

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites :

$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0.45}{5.10} = 0.088 > 0.0625$ ....*Verifiée*

$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10.M_0} \Rightarrow \frac{0.40}{5.10} = 0.088 > 0.084$ ....*Verifiée*

$\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39 \times 10^{-4}}{1 \times 0.43} = 0.00078 < 0.105$ ....*Vérifiée*

Toutes les conditions sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferraillage

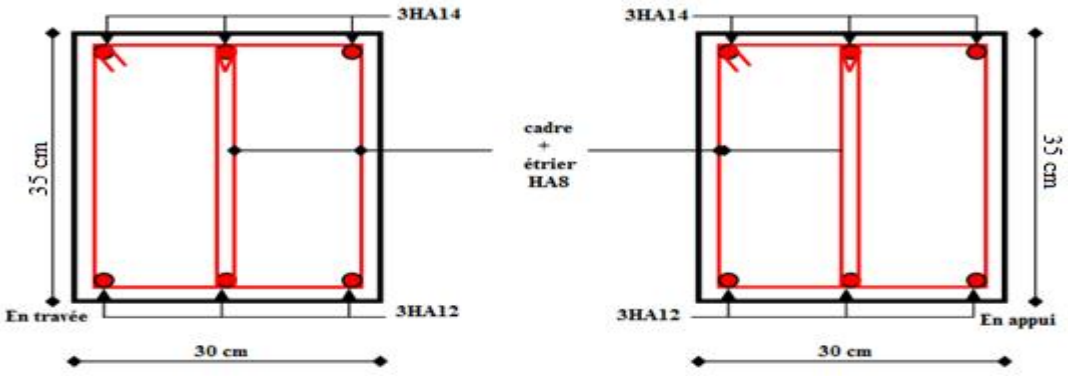


Fig. III.32. Schéma de ferraillage de la poutre palière.

III.4 Etude de la rampe

Dans ce projet on à deux rampe de mêmes dimensions, donc l'étude se fera pour une seule avec assimilation à une poutre bi-encastrée dans les poutres brisées.

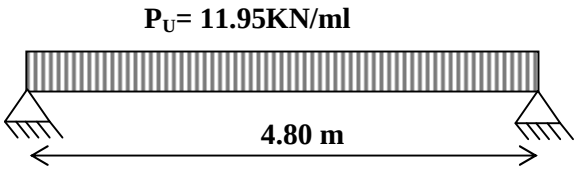


Fig III.33. Schéma statique de la rampe

a) Les charges et les surcharges sur la rampe

ELU : Pu=1.35G+1.5Q = 11.95 KN/ml
ELS : Ps=G+Q = 8.35 KN/ml

Les sollicitations de la rampe

ELU	ELS
$P_u = 23.07 KN/m$ $M_0 = \frac{P_u \times L^2}{8} = 31.16 KN.m$ $M_t = 0.85 M_0 = 26.48 KN.m$ $M_a = -0.5 M_0 = -15.58 KN$ $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 36.14 KN$	$P_s = 15.31 KN/m$ $M_0 = \frac{Ps \times L^2}{8} = 19.31 KN.m$ $M_t = -0.85 M_0 = -16.41 KN.m$ $M_a = -0.5 M_0 = 9.655 KN$

Tab.III.32. Les sollicitations de la rampe.

Calcul de la section d'armatures

Armatures principales

Les résultats de calcul du ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous.

	Sens	M(KN. m)	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min}(cm^2)	A_{adop}(cm^2 /ml)
En travée	selon y	26.48	0,116	5.08	1,44	5HA12=5.65
En appui	selon x	15.58	0,112	4.08	1,44	4HA12=4.52

Tab. III.33. Résultats de ferraillage de la rampe.

Armatures de répartition

En travée : $A_t \geq \frac{A_{s1}}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

En appuis : $A_a \geq \frac{A_{al}}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2.01cm²/ml

CNF : A min = ρ *b* h ⇒ A min =0, 0008*0,14*1=1,12cm2

Ferraillage transversale

Aucune armature transversale n'est requise si les conditions suivantes sont remplies :

* Pas de reprise de bétonnage.
* $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 MPa.$
* $\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{36.14 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.89 \text{ Mpa}$ ⇒0.89MPa < 1.17MPa ….C. Vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de concevoir des armatures transversales.

Espacement des barres

- Armatures longitudinales : $S_t \leq (3\times e\,;\,33)cm \Rightarrow St = 25cm$
- Armatures d'appuis : $S_t \leq (3\times e\,;\,33)\,cm \Rightarrow St = 20cm$
- Armatures de répartitions : $S_t \leq (4\times e\,;\,45)cm \Rightarrow St = 25cm$

b) Vérifications à l'E.L.U

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \overline{\tau}_u = \min(0{,}2\times\frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4MPa) = 3{,}25\,MPa\,.$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0\times d} = \frac{36.14\times10^{-3}}{1\times0.12} = 0.89\,\text{Mpa} < 3.25 \quad \ldots\ldots \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400}(36.14\times10^{-3} - \frac{31.16\times10^{-3}}{0.9\times0.12}) = -5.89\,cm^2 \ldots\text{vérifiée}$$

c) Vérification à l'E.L.S

Vérification de l'état limite de compression du béton						
	M_{ser} (KN.m)	y(m)	I× 10^{-5} (m^4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
En travée	16.41	3.13	4.126	6.87	15	vérifiée
En appui	9.65	3.69	9.956	9.40	15	

Tableau III.34. Vérification des contraintes à l'ELS

Schéma de ferraillage

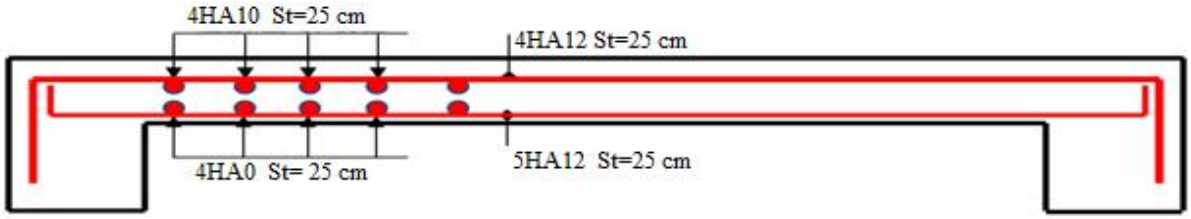


Fig III.34. Coupe transversale du ferraillage de la rampe

❖ **Etude de la poutre brisée**

Elle reprend les charges transmises par la Rampe et ce calcul à la flexion simple.

Pré- dimensionnement

On doit vérifier la condition de la flèche

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow 34{,}66 \leq h \leq 52cm$$

On prend: h=40cm et b=30cm

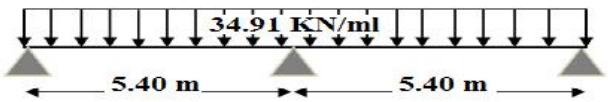


Fig III.35. Schéma statique de la poutre brisée.

D'après le RPA99, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left.\begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array}\right\} \Rightarrow$$

1. calcul des charges

La poutre est soumise à :

son poids propre : Gp = 0,3×0,4×25/cos15.32 = 3,11 KN/m

une surcharge : Q_0=Q×b=4,55×0,3=1,36KN/m.

	P_{rampe} (KN/m)	q (KN/m)	P_{outre} (KN/m)	q_t =q+p_{outre} (KN/m)
ELU	11.47	28.68	6,23	34.91
ELS	8.35	20.04	4,47	24.51

Tableau III.35 Chargement qui revient à la poutre brisée.

2. Calcul des sollicitations

Le calcul se fait comme une poutre continue sur trois appuis.

Les conditions de la méthode forfaitaire sont vérifier car on à

- $Q \leq Min\,(2G, 5KN/m^2)$ .....Vérifiée.
- $0.8 \leq li/li_{+1} \leq 1.25$..... Vérifiée.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées… Vérifiée.
- fissuration peu nuisible (F.P.N)..... Vérifiée.

Le calcul de déférentes sollicitations est résumé dans le tableau suivant

	$Mo\,(KN.m)$	$Mt\,(KN.m)$	$M_{appui\ inter}(KN.m)$	$M_{appui\ rive}(KN.m)$	$V_{max}(KN)$
ELU	127.83	95.87	-76.69	-19.17	108.88
ELS	93.49	70.11	-56.09	-14.02	//

Tableau III.36 Les sollicitations sur la poutre brisée.

3. Ferraillage

	$M\,(KN.m)$	α_{bu}	~	$Z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	95.87	0,12	0,16	0,402	5.95	1,34	6HA12=6.79
En appui intermédiaire	76.69	0,09	0,12	0,408	4.69	1,34	5HA12=5.65
En appui de rive	19.17	0,02	0,03	0,424	1.12	1,34	3HA12=3,39

Tableau III.37. Résultats de ferraillage de la poutre brisée.

4. Vérifications à l'E.L.U

Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0{,}2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b};\ 4MPa) = 3{,}25MPa.$$

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} = \frac{108.89 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.43} = 0.844Mpa < 3.25 \ldots\ldots \text{ Condition vérifiée.}$$

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e}(V_u + \frac{M_u}{0.9d}) \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400}(108.89 \times 10^{-3} - \frac{76.69 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.43}) = -2.54cm^2 \ldots \text{ vérifiée}$$

Calcul des armatures transversales

$\phi_t \leq \left(\frac{b}{10}, \frac{h}{35}, \phi_{min}\right) = 10$ mm Soit cadres **HA8** plus étriers **HA8**

- **Calcul de l'espacement St**

$$S_t = \min\begin{cases} (0{,}9 \times d;\ 40cm) = 33{,}33cm \\ \frac{A_t \times f_e}{0{,}4 \times b_0} = 67cm \\ \frac{0{,}8 \times A_t \times f_e}{b_0(\tau_u - 0{,}3 \times f_{t28})} = 62{,}74 \end{cases}$$

On opte:St=15cm en travée et St=15cm en appui

5. Vérification à l'E.L.S

➢ Vérification de l'état limite de compression du béton						
	M_{ser} (KN.m)	y(m)	I× 10^{-4} (m^4)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	70.11	15,95	12,073	11,6	15	vérifiée
En appui	56.09	13,67	9,094	9,3	15	

Tableau III.38Vérification des contraintes à l'E.L.S.

6. Calcul à la torsion

Le moment de torsion

Le moment maximum aux appuis : M_{enca}= 22.94.m

Le moment de torsion. $M_T = \frac{M_{enca} \times L}{2} = \frac{22.94 \times 5.40}{2} = 61.93\ KN.m$

Ferraillage

Armatures longitudinales en torsion

Le moment de torsion M_T=61.93KN.m est le moment statique au niveau de l'encastrement. D'après le BAEL 91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e)

$\Omega = (b - e) \times (h - e)$ $e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5cm$

$\Omega = (30 - 5) \times (40 - 5) = 875cm^2$

$U = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 120\ cm$ U : est le périmètre de la section creuse

Calcul des contraintes de cisaillement dû à la torsion

$$\tau_{uTO} = \frac{M_T}{2\times\Omega\times e} = \frac{61.93\times10^{-3}}{2\times875\times10^{-4}\times0.050} = 7.07\,MPa$$

La résultante des contraintes tangentielles

$$\left.\begin{array}{l}\tau = \sqrt{(\tau_u)^2+(\tau_T)^2} = \sqrt{(0.50)^2+(7.07)^2} = 7.08\,MPa \\ \overline{\tau_u} = \min\left[\frac{0.2}{\gamma_b} f_{c28}; 5MPa\right] = 3.33\,MPa\end{array}\right\} \quad \overline{\tau_u} < \tau_u$$

$\overline{\tau_u} < \tau_u$ ……. il ya risque de rupture par cisaillement.

Donc, On augmente la section du béton de la poutre brisée. (45*35)

Armatures longitudinales en torsion

$$A_l = \frac{M_T\times U}{2\times\Omega\times f_{st}} = \frac{61.93\times10^{-3}\times1.2}{2\times1575\times10^{-4}\times348} = 8.89cm^2$$

Armatures transversales en torsion

$$\frac{A_t\times f_e}{S_t\times\gamma_s} = \frac{M_T}{2\times\Omega}$$ Si on fixe S_t = 15cm

$$A_t = \frac{M_T\times S_t\times\gamma_s}{2\times\Omega\times f_e} = \frac{61.93\times10^{-3}\times0.15\times1.15}{2\times1200\times10^{-4}\times400} = 1.11cm^2$$

Ferraillage de la poutre brisée

Armatures longitudinales en travée

$$A_l^t = A_l^{flexion\ \cdots simple} + \frac{1}{2}A_l^{Tortion} \Rightarrow A_l^t = 5.95 + \frac{1}{2}\times8.89 = 10.39\,cm^2$$

Soit : 8HA14 = 12.32cm²

Armatures longitudinales en appui :

$$A_l^a = A_l^{flexion\ \cdots simple} + \frac{1}{2}A_l^{Tortion} \Rightarrow A_l^a = 4.69 + \frac{1}{2}\times8.89 = 9.02\,cm^2$$

Soit : 8HA12 = 9.05cm²

Armatures transversales :

$$A_t = A_t^{flexion\ \cdots simple} + \frac{1}{2}A_t^{Tortion} \Rightarrow A_l = 0.525 + \frac{1}{2}\times1.11 = 1.08\,cm^2$$

Soit : 2Cadre de $\Phi 8$ =1.01cm²

Vérification de l'état limite de déformation

$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow$ 0.071>0.0625……..... Vérifiée

$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10\times M_0} \Leftrightarrow$ 0.071< 0.085……. Non vérifiée

$\frac{A}{b\times d} \geq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow$ 0.0108< 0.0105……Non Vérifiée

Donc la vérification de la flèche est nécessaire.

$$\left.\begin{array}{l}\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0.404cm \\ f_{adm} = \frac{5.40}{1000} + 0.5 = 1.04cm\end{array}\right\} \Rightarrow \Delta f < f_{adm}$$ …….. Vérifié

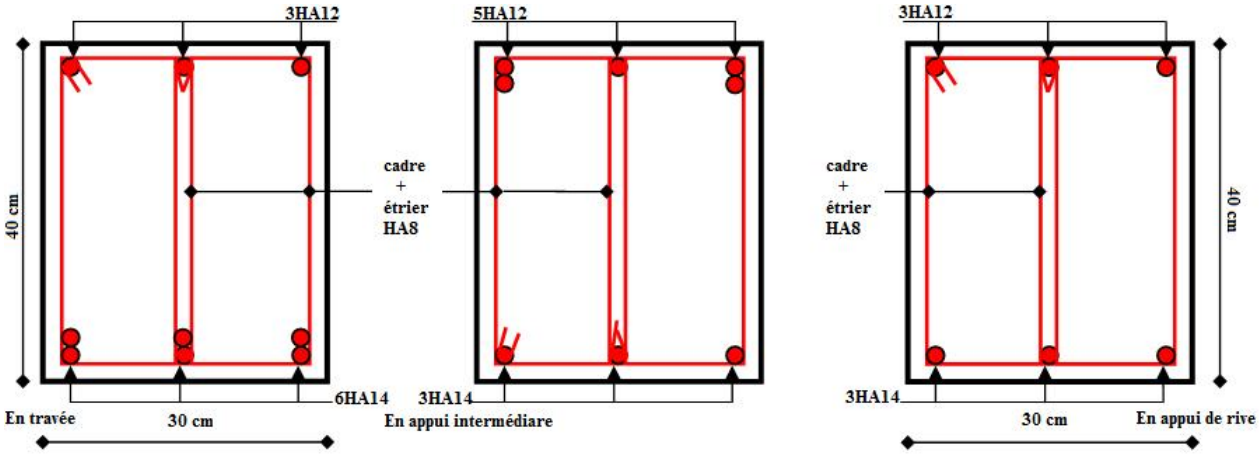


Figure III.36. Coupe transversale du ferraillage de la poutre brisée de la rampe

III.5. Étude de l'ascenseur

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine + ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a: $L_x = 210cm, L_y = 220cm \Rightarrow S = 2.1 \times 2.2 = 4.62m^2$

soit alors son epaisseur est e = 20cm.

Évaluation des charges et surcharges

$G_1 = 25 \times 0.20 = 5KN/m^2$ Poids de la dalle en béton armé.

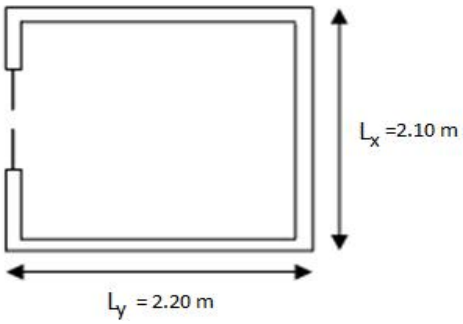
$G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88KN/m^2$ Poids du revêtement en béton (e=4cm).

$G' = G_1 + G_2 = 5.88KN/m^2.$

$G'' = \frac{Fc}{S} = \frac{145}{4.62} = 31.38KN/m^2.$ Poids de la machine.

$G_{totale} = G' + G'' = 37.26\,KN/m^2.$

$Q = 1KN/m^2.$



A/ Cas d'une charge répartie

À l'ELU

1. Calcul des sollicitations

$q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 1.35 \times 37.26 + 1.5 \times 1 \Rightarrow q_u = 51.80\,KN/m^2.$

° $= \frac{l_x}{l_y} = \frac{2.1}{2.2} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

° $= 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_x = 0.0410 \\ \alpha_y = 0.8875 \end{cases}$ *Annexe1*

Les moments

Sens x-x' : $M_0^x = \alpha_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0410 \times 51.80 \times 2.1^2 \Rightarrow M_0^x = 9.36\,KN.m$

Sens y-y' : $M_0^y = \alpha_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 8.30\,KN.m$

Calcul des moments réels

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.75\,KN.m$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 7.06\,KN.m$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.32\,KN.m$

Calcul du ferraillage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\,cm$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Sens	Mu (KN.m)	μbu	~	Z (cm)	Acal (cm²/ml)	Aopt (cm²/ml)	St (cm)
Travée x-x	7.75	0.016	0.021	17.8	1.64	4HA10=3.14	25
Travée y-y	7.06	0.017	0.016	17.8	1.60	4HA8=2.01	25
Appuis	2.32	0.050	0.064	17.8	0.4	3HA10=2.36	33

Tab. III.39. Ferraillage de la dalle de l'ascenseur. (Dalle au-dessous).

Vérification à l'E.L.U

Condition de non fragilité

En travée

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0.0008$; avec $e = 20\,cm$; $b = 100\,cm$; $\rho = 0.95$

$$\left.\begin{matrix} e > 12cm \\ \rho > 0.4 \end{matrix}\right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \dfrac{3-\rho}{2} \times b \times e \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = 1.64 cm^2/ml \\ A_{\min}^y = 1.6 cm^2/ml \end{cases}$$

$A_t^x = 4HA10/ml = 3.14 cm^2/ml > A_{\min}^x = 1.64 cm^2/ml$ ☐ *Vérifiée.*

$A_t^y = 4HA8/ml = 2.01 cm^2/ml > A_{\min}^y = 1.6 cm^2/ml$

$A_t^y = 3HA10/ml = 2.36 cm^2/ml > \dfrac{A_x^t}{4} = 0.59 cm^2/ml$ … *Vérifiée.*

En appui

$A_a = 3HA10/ml = 2.36 cm^2/ml \succ A_a^{\min} = 2.05 cm^2/ml$ ..... *Vérifiée*

Vérification de l'effort tranchant

$\tau_u = \dfrac{V_{\max}}{b \times d} \le \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.16\,MPa$

$\rho = 0.95 > 0.4 \Rightarrow$ Flexion simple dans les deux sens.

Sens x-x : $V_x = q_u \times \dfrac{l_x}{3} = 31.865\,KN$

Sens y-y : $V_y = q_u \times \dfrac{l_x}{2} \times \dfrac{1}{1+\dfrac{\rho}{2}} = 33.2\,KN \Rightarrow \tau_u = \dfrac{33.2 \times 10^{-3}}{1000 \times 170}$

$\Rightarrow \tau_u = 0.193\,MPa < 1.216\,MPa$ Véri fié

Vérification à l'ELS : $\nu = 0.2$

$q_s = G_{totale} + Q = 37.26 + 1 \Rightarrow q_u = 38.26\,KN/m^2.$

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \alpha_x = 0.0410 \\ \alpha_y = 0.8875 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_0^x = \alpha_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 6.71\,KN.m \\ M_0^y = \alpha_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 6.13\,KN.m \end{cases}$$

Calcul des moments réels

En travée : Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 5.70\ KN\ .m$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 5.21 KN\ .m$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -2.68\, KN\ .m$

Vérification des contraintes

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Calculs	*Vérifications*
Y=3.6 cm	$\pm_b = 2.13MPa \le 15MPa..vérifiée$
I=11321.8 cm^4	
$\pm_b = 2.13MPa$	$\pm_s = 98.57MPa \le 201.6MPa...vérifiée$
$\pm_s = 98.57MPa$	

Tab. III.40. Vérification des contraintes en travée (sens x-x).

Calculs	*Vérifications*
Y=3.62 cm	$\pm_b = 2.13MPa \le 15MPa..vérifiée$
I=7918.72 cm^4	
$\pm_b = 2.13MPa$	$\pm_s = 137.66MPa \le 201.6MPa...vérifiée$
$\pm_s = 137.66MPa$	

Tab. III.41. Vérification des contraintes en travée (sens y-y).

Calculs	*Vérifications*
Y=3.6 cm	$\pm_b = 0.186MPa \le 15MPa..vérifiée$
I=8895.74 cm^4	
$\pm_b = 0.186MPa$	$\pm_s = 42.25MPa \le 201.6MPa...vérifiée$
$\pm_s = 42.25MPa$	

Tabl. III.41. Vérification des contraintes en appuis.

Schéma de ferraillage

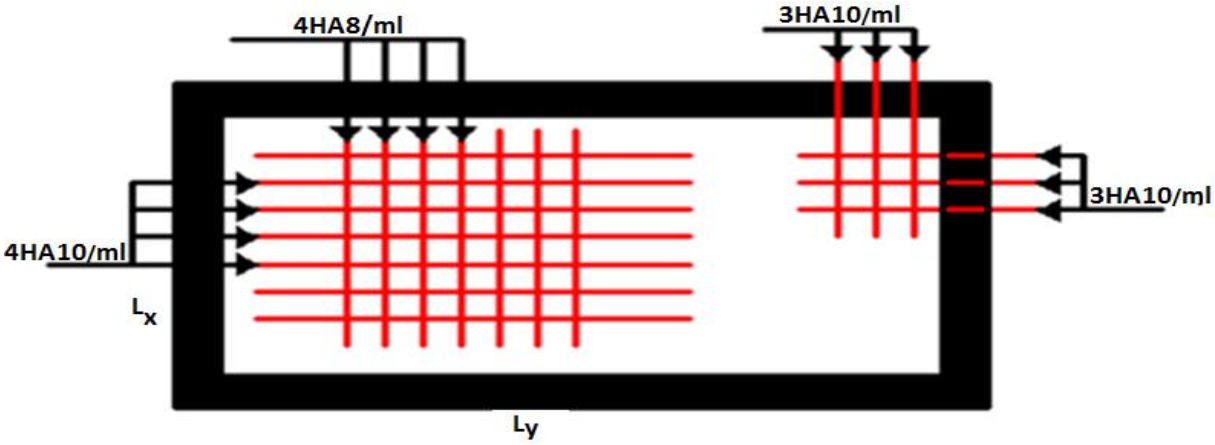


Fig. III.37. Schéma de ferraillage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.

B/ Cas de charges concentrées

La charge concentré qui appliquée à la surface de la dalle sur aire ($a_0 \times b_0$). Elle agit uniformément sur aire (u× v) située sur le plan moyen de la dalle.

- $a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.
- u× v : surface d'impact.
- a_0 et u= dimension suivant x-x.
- b_0 et v= dimension suivant y-y.

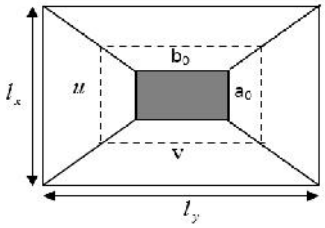


Fig. III.38. Schémas représentant la surface d'impacte

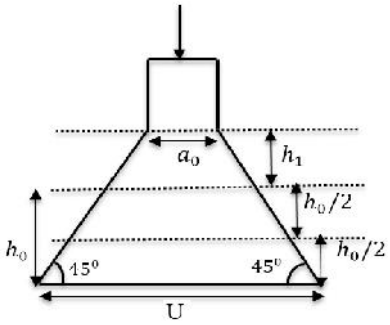


Fig.III.39. Calcul du périmètre au niveau de la feuille moyenne.

On a $\begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2¶ h \\ v = b_0 + h_0 + 2¶ h \end{cases}$ pour V=1m/s $\begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases}$

Avec : h_1=4cm : Épaisseur de revêtement.

h_0=20cm : Épaisseur de dalle.

¶ : Coefficient qui dépend du type de revêtement (béton armé ¶ =1).

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2\times1\times4 = 108cm \\ v = 80 + 20 + 2\times1\times4 = 108cm \end{cases}$$

Calcul des sollicitations

$M_x = (M_1 + ¬ M_2)q$ *BAEL 91(article IV.3)*

$M_y = (M_2 + ¬ M_1)q$

Avec : ¬ :coefficient de poisson

$$\begin{cases} ¬ = 0 \text{ à l' ELU} \\ ¬ = 0.2 \text{ à l' ELS} \end{cases}$$

M_1 et M_2: sont des valeurs lues à partir des tables de PIGEAUD

M_1 est en fonction de $\frac{u}{L_x}$ et ° $\Rightarrow \frac{u}{L_x} \Rightarrow \frac{108}{210} = 0.0.514$ et ° = 0.9

M_2est en fonction de $\frac{u}{L_y}$ et ° $\Rightarrow \frac{u}{L_y} \Rightarrow \frac{108}{220} = 0.49$ et ° = 0.9

En se référant à l'Annexe, on trouve

$M_1 = 0.105\ KN.m ; M_2 = 0.088\ KN.m$

Évaluation des moments M_{x1} et M_{x2} du système de levage à l'ELU

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.105 \\ M_2 = 0.088 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

On a : $g = D_m + P_m + P_{perssonne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 KN$

$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455\ KN$

$M_{x1} = 0.105 \times 139.45 = 14.64 KN.m$

$M_{y1} = 0.088 \times 139.45 = 12.27 KN.m$

Évaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU

$q_u = 1.35 \times G + 1.5Q = 1.35 \times 5.58 + 1.5 \times 1 = 9.03 KN$

On a : $\circ = 0.9$

$M_{x2} = «_x q_s L^2_x \Rightarrow M_{x2} = 0.0456 \times 9.03 \times 2.1^2 = 1.81 KN.m$

$M_{y2} = «_y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.7834 \times 1.81 = 1.42\ KN.m$

Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 14.64 + 1.81 = 16.45 KN.m$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.27 + 1.42 = 13.69 KN.m$

Calcul des moments réels

En travée : $\begin{cases} M_i^x = 0.85 \times M_0^x = 13.98 KN.m \\ M_i^y = 0.85 \times M_0^y = 11.63 KN.m \end{cases}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 \times M_0^x = -5.59 KN.m$

Ferraillage

On fera le calcul de la dalle sur 4 appuis pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x = 18cm$ et $d_y = 17cm$. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant

Sens	[illegible] N.m	[illegible]	~	Z (cm)	[illegible] m²/ml)	[illegible] ²/ml)	[illegible] n)
Travée x-x	13.98	0.02	0.025	17.8	2.21	4HA10=3.14	[illegible]
Travée y-y	11.63	0.018	0.022	16.84	1.98	4HA10=3.14	[illegible]
Appuis	5.59	0.009	0.011	16.92	0.94	3HA10=2.36	[illegible]

Tab III.43. Ferraillage de la dalle de l'ascenseur. (Dalle au-dessous).

Vérification à l'E.L.U

Condition de non fragilité

En travée $A_t^x = 4HA10/ml = 3.14 cm^2/ml > A_{min}^x = 1.64 cm^2/ml$ ⇨ *Vérifiée.*

$A_t^y = 4HA10/ml = 3.14 cm^2/ml > A_{min}^y = 1.6 cm^2/ml$

$A_t^y = 4HA8/ml = 2.01 cm^2/ml > \frac{A_x^t}{4} = 0.785\ cm^2/ml$ ... *Vérifiée.*

En appui $A_a = 3HA8/ml = 2.36 cm^2/ml \succ A_a^{min} = 2.05 cm^2/ml$ .....Vérifiée

Vérification au non poinçonnement

La condition de non poinçonnement est vérifier si

$Q_u \leq \frac{0.045 U_c h\ f_{c28}}{¥_b}$ *BAEL91 (article V.3.c)*

Q_u : Charge de calcul à l' ELU

h : L'épaisseur totale de la dalle

$U_c = 2(u+v) = 440\,cm$

$$q_u = 139.45\,KN \le \frac{0.045\times 4.32\times 0.2\times 25\times 10^3}{1.5} = 648KN$$

La condition est vérifiée donc pas risque de poinçonnement.

Vérification de l'effort tranchant

On a : u = v = 108cm $\Rightarrow V_{\max} = \frac{q_u}{3*u_c} = \frac{139.45}{3\times 4.32} = 10.76KN.$

$\Rightarrow$ ² $_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.76\times 10^{-3}}{1\times 0.18} = 0.059\,MPa \prec \bar{2} = 0.05\, f_{c28} = 1.25MPa$ … Vérifiée.

Calcul à l'ELS : (¬ = 0.2)

Les moments engendrés par le système de levage

q_{ser}= G = 103.3KN

$M_{x1} = (M_1 + \neg M_2)q_{ser} = (0.105 + 0.2\times 0.088)\times 103.3 = 12.66KN.m$

$M_{y1} = (M_2 + {}^3 M_1)q_{ser} = 11..25\,KN.m.$

Les moments dus aux poids propre de la dalle

q_{ser}= G + Q = 5.58 +1 = 6.58 KN/m²

ELS: ° $= 0.9 \Rightarrow \begin{cases} « _x = 0.0528 \\ « _y = 0.8502 \end{cases}$

Calcul des moments

$M_{x2} = « _x q_s L^2{}_x \Rightarrow M_{x2} = 0.0528\times 12.66\times 2.1^2 = 2.94\,KN.m$

$M_{y2} = « _y M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.8502\times 2.94 = 2.50\,KN.m$

Superposition des moments

Les moments agissant sur la dalle sont

$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 12.66 + 2.94 = 15.6KN.m$

$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.25 + 2.52 = 13.75KN.m$

Calcul des moments réels

En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85\times M_0^x = 13.26\,KN.m \\ M_t^y = 0.85\times M_0^y = 11.68\,KN.m \end{cases}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4\times M_0^x = -6.104\,KN.m$

Vérification des contraintes :

Calculs	*Vérifications*
Y=0.03m	$\pm_b = 3.13MPa \le 15MPa..vérifiée$
I=11497.5 cm⁴	
$\pm_b = 3.13MPa$	$\pm_s = 174.76\,MPa \le 201.6\,MPa$ ...*vérifiée*
$\pm_s = 174.76MPa$	

Tab. III.44. Vérification des contraintes en travée (sens x-x).

Calculs	Vérifications
Y=0.029 m	$\pm_b = 2.93MPa \leq 15MPa..vérifiée$
I=8012.58 cm^4	
$\pm_b = 2.93MPa$	$\pm_s = 204.65MPa \geq 201.6MPa..Nom.vérifiée$
$\pm_s = 204.65MPa$	

Tab. III.45. Vérification des contraintes en travée (sens y-y).

Donc : il faut recalculer la section d'armatures à L'ELS.

$$\begin{cases} \beta = 1.178 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.176 \\ A_t^y = 2.13cm^2/ml \end{cases} \Longrightarrow choix: A_t^y = 4HA10/ml=3.14\text{cm}^2/\text{ml}.$$

$S_t \leq min$ (3e, 33cm) alorsS_t=25cm

Calculs	*Vérifications*
Y=0.032m	$\pm_s = 192.09MPa \leq 201.6MPa..vérifiée$
I=8536.56 cm^4	
$\pm_S = 192.09MPa$	

Tab. III.46. Vérification des contraintes en appuis.

Calculs	*Vérifications*
Y=0.031m	$\pm_b = 1.28MPa \leq 15MPa..vérifiée$
I=8852.18 cm^4	
$\pm_b = 1.28MPa$	$\pm_s = 85.16MPa \leq 201.6MPa...vérifiée$
$\pm_s = 94.09MPa$	

Tab. III.47. Revérification des contraintes en travée (sens y-y).

Vérification de la flèche

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

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{2.1} = 0.095 > \frac{3}{80} = 0.0375 \ldots \text{vérifiée.} \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{1.7} = 0.090 > \frac{3}{80} = 0.0375 \ldots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.2}{2.1} = 0.095 > \frac{M_{tx}}{20*M_x} = 0.0425 \ldots \text{vérifiée.} \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.2}{2.2} = 0.090 > \frac{M_{ty}}{20*M_y} = 0.0438 \ldots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{3.14}{100*18} = 0.00174 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \ldots \text{vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{2.01}{100*17} = 0.00182 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \ldots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{A_s}{b*d_x} = \frac{2.51}{100*18} = 0.00131 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \ldots \text{vérifiée.} \\ \frac{A_s}{b*d_y} = \frac{2.36}{100*17} = 0.00138 > \frac{2}{f_e} = 0.005 \ldots \text{vérifiée.} \end{cases}$$

Schéma de ferraillage

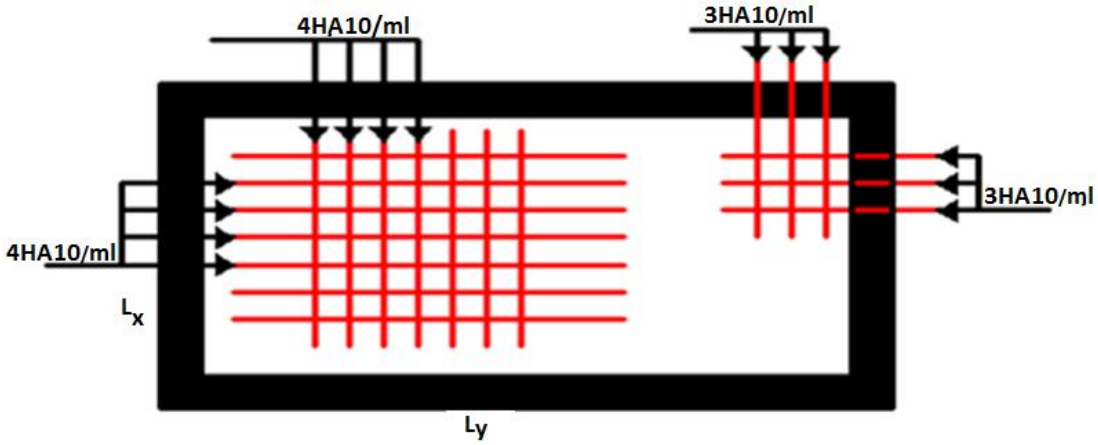


Fig. III.40. Schéma de ferraillage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

III.6. Étude de l'acrotère

1/ Acrotère de la terrasse inaccessible

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.6.1. Hypothèse 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.

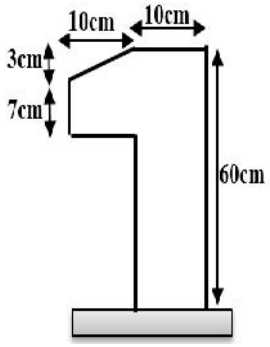


Fig. III.41. Acrotère.

III.6.2. Évaluation des charges et surcharges Verticales

Surface (m^2)	Poids propre (KN/ml)	Enduit de ciment	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.069	1.725	0.03*0.6*20 = 0.36	2.085	1

Tab. III.48. Charges et surcharges.

Horizontales : (dues au séisme).

$F_p = 4 * A * C_P * W_p$

D'après le ***RPA99,*** l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme,Tel que :

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'usage2 Zone II_a (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.085 KN/ml \end{cases} \Rightarrow F_p = 4*0.15*0.8*2.085 = 1KN$$

N.B : 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.6.3. Calcul des sollicitations

Calcul du centre de pression : $x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}; y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$

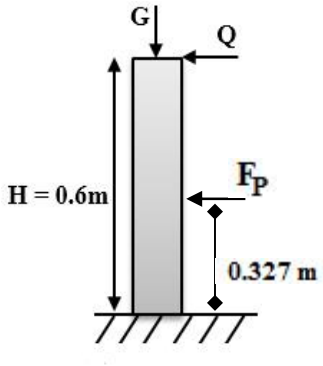


Fig. III.42. Les sollicitations sur l'acrotère.

$$x_c = \frac{0.6*0.1*(0.1/2) + 0.07*0.1*(0.1+0.1/2) + 0.5*0.1*0.02*(0.1+0.1/3)}{0.069} \Rightarrow x_c = 0.0616m$$

$$y_c = 0.327m$$

Moment engendré par les efforts normaux

$N_G = 2.085KN/ml \Rightarrow M_G = 0.$

$Q = 1KN/ml \Rightarrow M_Q = 1*0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m$

$F_p = 1KN \Rightarrow M_{Fp} = F_p * y_c = 1*0.327 \Rightarrow M_{Fp} = 0.327KN.m.$

N.B : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Sollicitations	RPA99/2003	ELU	ELS
	$G+Q+F_p$	$1.35*G+1.5*Q$	$G+Q$
$N(KN)$	2.085	2.81	2.085
$M(KN.m)$	0.927	0.9	0.6

Tab. III.49. Différentes combinaisons à utiliser.

III.6.4. Calcul de l'excentricité

$e_1 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{0.927}{2.085} = 0.44m$

$\frac{H}{6} = 0.1m$

$\Rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$e_2 = e_1 + e_a$

Tel que e_a : Excentricité additionnelle. e_a : Excentricité structurale (Résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$

D'où : $e_a = 0.44 + 0.02 = 0.46\,m$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation

$e_3 = \frac{3 * l_f^2 * (2 + \sim * ¤)}{10^4 * h}$ ..... $BAEL91$. Tel que :

$\sim$: Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

¤ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\sim = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0+0.6} \Rightarrow e_3 = \frac{3*(2*0.6)^2*(2+0)}{10^4*0.1} = 0.864\,cm.$$

$$d'ou : e_t = e_2 + e_3 = 46 + 0.864 = 46.864\,cm.$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

N_U = 2,085 KN et $M_U = N_U * e_t$ = 2.085 * 0,46864 = 0,98 KN.

III.6.5. Ferraillage

À l'ELU

h = 10 cm ; d = 8 cm ; b = 100 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 : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$ Tel que :

$M_{uG}; N_U$: Les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$M_{uA} = 0.98 + 2.085 \times (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 1.042 KN.m$$

$$«_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times ±_{bc}} = \frac{0.042 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0114 \rangle 0.186 \Rightarrow «_{bu} < «_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$¶_{st} = 10^0/_{00} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{¥_s} = \frac{400}{1.15} = 348 MPa$$

$$\sim = \frac{1 - \sqrt{1 - 2«_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \sim = 0.0143$$

$$z = d(1 - 0.4\sim) \Rightarrow z = 0.79m$$

$$A_{Ls} = \frac{M_{UA}}{z \times ±_s} \Rightarrow A_{Ls} = 0.3766\,cm^2$$

$$A_s = A_{Ls} - \frac{N_u}{±_s} \Rightarrow A_s = 0.3166 cm^2$$

Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0{,}23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0{,}08 \times \frac{2.1}{400} = 0{,}966\,cm^2$$

$A_{min} > A_s \Rightarrow$ on adopte A_s= 4HA8 = 2,01 cm² /m.

Armatures de répartition

$A_r = A_u / 4$ = 2, 01/4 = 0, 5025 cm² $\Rightarrow$ A_r = 4Ø6 (1, 13 cm²/ml).

Espacement

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25$ cm→ on adopte $S_t = 25$ cm.
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20$ cm → on adopte $S_t = 20$ cm.

Vérification au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$V_U = 1.5*(F_p + Q) = 1.5*2 = 3KN$

$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{3*10^{-3}}{1*0{,}08} \Rightarrow \tau_u = 0{,}0375MPa \Rightarrow \tau_u < \overline{\tau_u} = 3.5Mpa$

Pas de risque de cisaillement.

Vérification de l'adhérence

$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 * d * \sum \mu_i}$; $\sum \mu_i$: Les sommes des périmètres des barres

$\sum \mu_i = n*® *¤ = 4*3.14*0.6 = 7.54cm.$

$\tau_{se} = \frac{3*10^{-3}}{0.9*0.08*7.54*10^{-2}} = 0.552MPa$

$\overline{\tau_s} = 0.6*\cdot \psi_s^2 * f_{c28} = 0.6*1.5^2*2.1 = 2.83MPa \Rightarrow \tau_{se} < \overline{\tau_{se}}$

Pas de risque par apport à l'adhérence.

À l'ELS : (vérification des contraintes).

$d = 0.08m$

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.

$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + (d - \frac{h}{2}) = \frac{0.6}{2.125} + (0.08 - \frac{0.1}{2}) = 0.31235m$

$e_A > d \Rightarrow c = 0.08 - 0.2877 = -0.2077m$

$y_{ser} = y_c + c$

$y_c^3 + p*y_c + q = 0$ * C à l'extérieur de la section.

Tel que :

$q = -2c^3 - 90\frac{A'}{b}(c - d')^2 - 90\frac{A}{b}(d - c)^2$

$A' = 0 \Rightarrow P = -3c^2 + 90\frac{A}{b}(d - c) \Rightarrow P = -3\times 0.2077^2 + 90\times\frac{2.01\times10^{-4}}{1}(0.08 - 0.2077) = -0.1297m^3$ En

$q = -2c^3 - 90\frac{A}{b}(d - c)^2 \Rightarrow q = -2\times 0.2077^3 - 90\times\frac{2.01\times10^{-4}}{1}(0.08 - 0.22077)^2 = 0.0164m^3$

remplaçant "q" et "p" dans (*), sa résolution donne : $y_c = 0.25 \Rightarrow y_{ser} = 0.043m$

Calcul des contraintes

Béton

$\mu_t = \frac{b\times y^2}{2} - 15\times A\times(d - y) \Rightarrow \mu_t = 7.81\times10^{-4}m^3$

$\pm_{bc} = \frac{2.085\times10^{-3}}{7.81\times10^{-4}}\times 0.043 \Rightarrow \pm_{bc} = 0.113MPa < \overline{\pm_{adm}} = 15MPa$

Acier $\pm_s = 15\times\frac{2.085\times10^{-3}}{7.81\times10^{-4}}\times(0.08 - 0.043) \Rightarrow \pm_s = 1.5\text{MPa} < \overline{\pm_{adm}} = 240MPa$

III.6.6. Schéma de Ferraillage

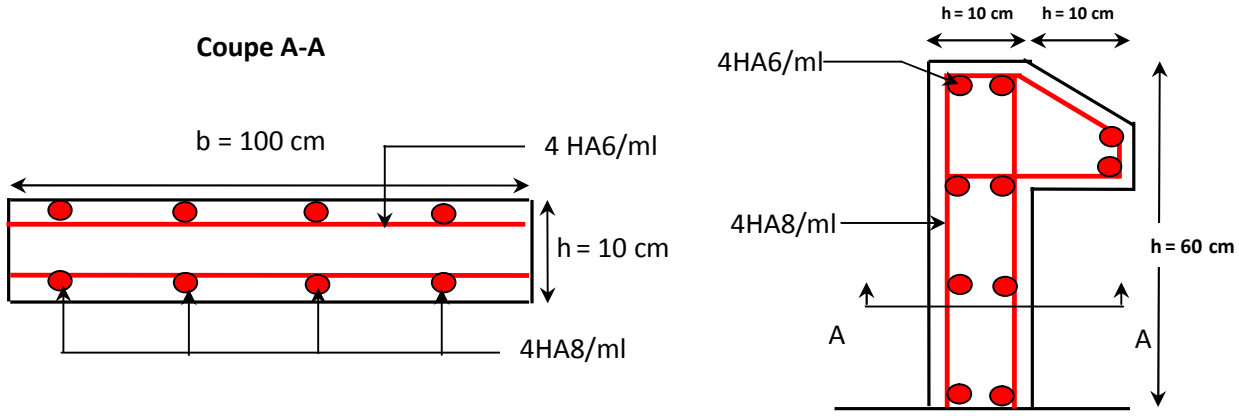


Fig. III.43: Schéma de ferraillage de l'acrotère t-accessible

2/ Acrotère de la terrasse accessible

Surface (m^2)	Poids propre (KN/ml)	Enduit de ciment	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.1285	3.212	0.36	3.57	1

Tab. III.50. Chargement qui revient à la acrotère .

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p = 4*0.15*0.80*3.57 = 1.71 \text{ KN/ml}$$

Schéma de Ferraillage.

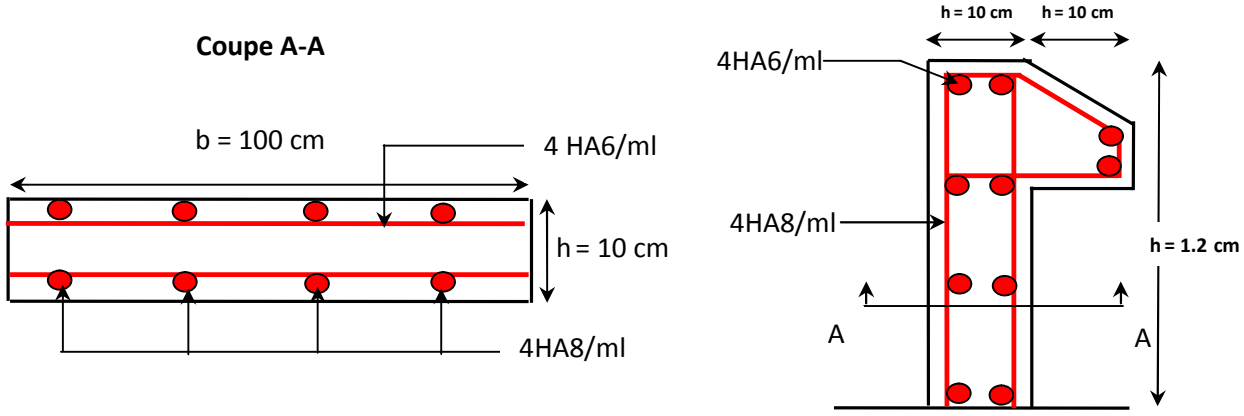
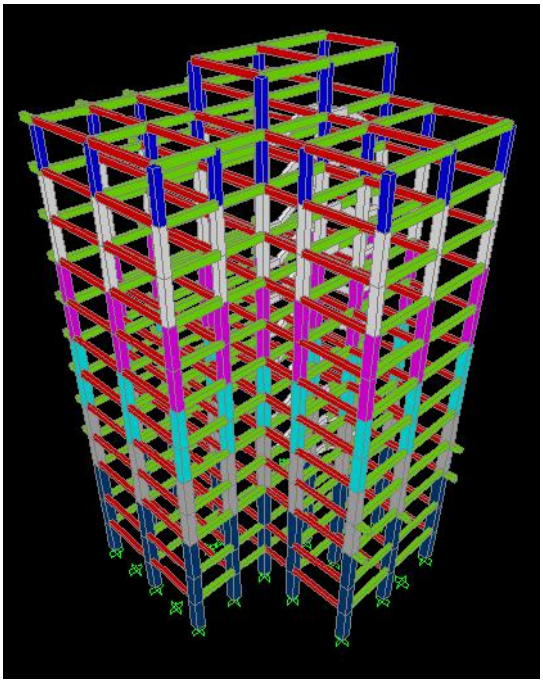
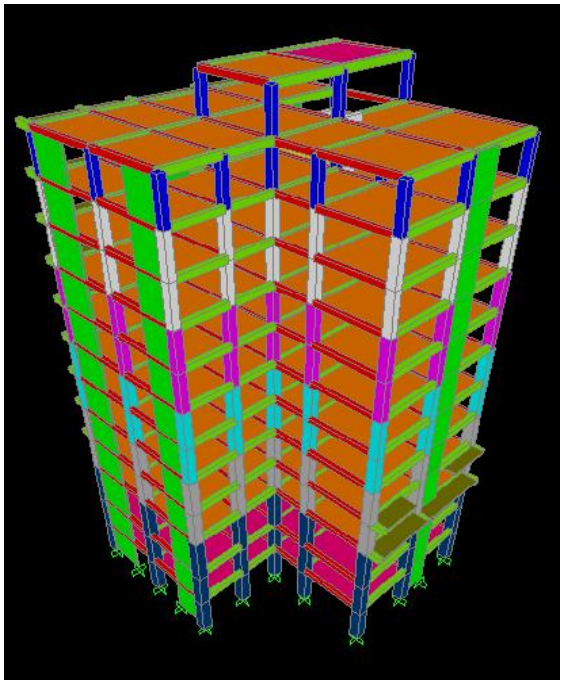


Fig. III.44. Schéma de ferraillage de l'acrotère t-inaccessible

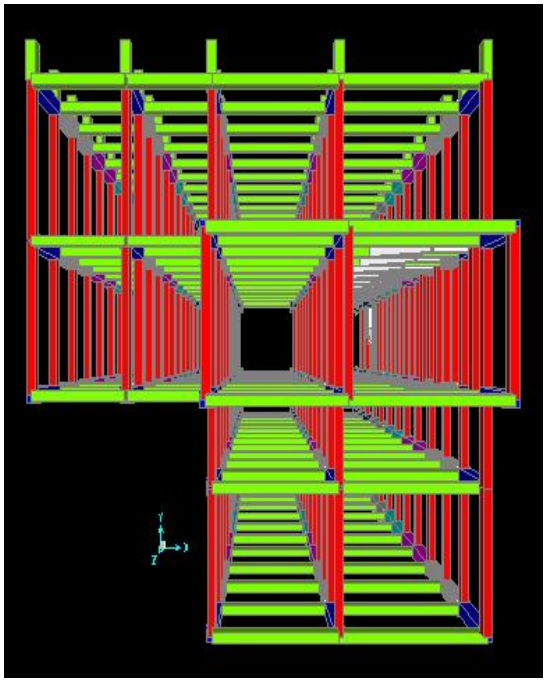
Chapitre IV

Etude dynamique

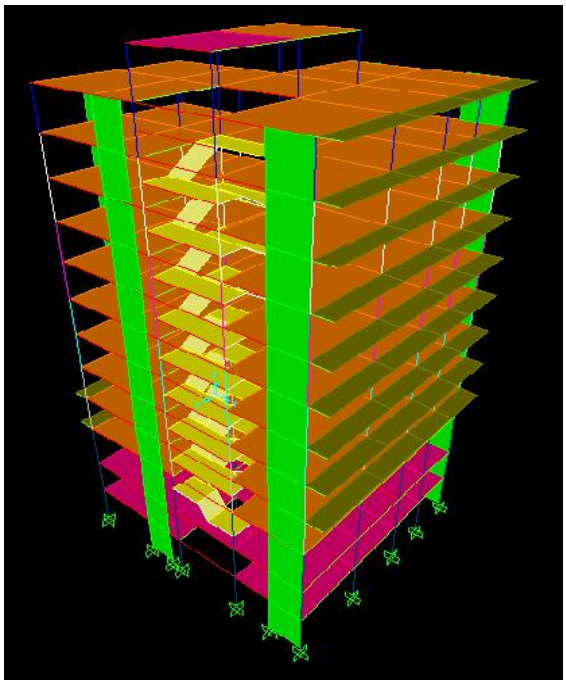




Vue en 3D (SAP2000)



Vue de haut (SAP2000)



Vue de face (SAP2000)

Introduction

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques parait insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

VI.1. 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 de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

VI.2. Méthodes de calcul

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

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

VI.2.1. Méthode statique équivalente

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

- **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale**

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

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times W \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \quad \textit{RPA99/V2003 (Article 4.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de la zone …… *RPA99/V2003 (Tableau 4.1)*

Le coefficient **'A'** représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on se fixe ou en d'autre termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et un niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres : Groupe d'usage : **groupe 2**

Zone sismique : **zone IIa => A = 0.15**

R : Coefficient de comportement global de la structure, il est en fonction du système de contreventement. ……. *RPA99/V2003 (Tableau4.3)*

Dans le cas de notre projet, on adopte un système mixte portiques voiles avec interaction, donc : R = 5

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante

$$Q = 1 + \sum_{1}^{12} Pq \quad \text{..... } \textit{RPA99/V2003 (Formule 4.4)}$$

Avec

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs de pénalité sont illustrées dans le tableau ci-dessous

Critère (q)	Observé	P_q/x-x	Observé	P_q/y-y
1- Conditions minimales sur les files de contreventements	Non	0.05	Non	0.05
2- Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tab.IV .1. Valeurs des pénalités P_q .

Donc : $Q_x = Q_y = 1.15$

W_{tot} : Poids total de la structure

$W = n\sum W_i$ Avec : $W_i = W_{Gi} + W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4-5) RPA99/V2003.

= 0.2 pour usage d'habitation

= 0.6 pour usage commerciale

D'après le SAP 2000, on trouve : W_{tot} = 41183.018KN

D : Facteur d'amplification dynamique moyen. Il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction d'amortissement η.

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \le T \le T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \le T \le 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \ge 3s \end{cases} \quad \text{..... } \textit{RPA99/V2003 (Formule4-2)}$$

T_2: Période caractéristique, associée à la catégorie du site. *RPA99/V2003 (Tableau 4.7)*, Le sol d'implantation de notre structure est classé : Site **S3** Sol meuble, Obtenu à partir des essais préssiométriques.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.50s \end{cases}$

- **Calcul de la période fondamentale de la structure**

¦ : Facteur de correction de l'amortissement, donné par la formule $¦ = \sqrt{\frac{7}{2+¶}} \geq 0.7$

¶ : Pourcentage d'amortissement critique *(Tableau 4.2 RPA99/version 2003).*

$¶ = 8.5\%$

$¦ = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.816$

$T_c = C_T h_N^{3/4}$ ..... *RPA99/V2003 (Formule 4-6).*

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

$h_N = 37.2m$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement

Pour le contreventement mixte portique voiles avec interaction qui est notre cas : $C_T = 0.050$

$T_1 = 0.05 \times (37.2)^{3/4} = 0.75s$

On peut également utiliser la formule suivante :

$$T = 0.09H / \sqrt{L}$$ ..... RPA99/V2003 (Formule 4-7)

L: Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions. $L_x = 17.48m$, $L_y = 18.65m$

$$\begin{cases} T_2^x = 0.80s \\ T_2^y = 0.78s \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$\begin{cases} T_x = 1.3 \times \min(0.75;0.80) = 0.979s \\ T_y = 1.3 \times \min(0.75;0.78) = 0.979s \end{cases}$$

Donc on a :

$$\begin{cases} T_2 < T_x < 3 \Rightarrow D_x = 2.5 \times ¦ \times (T_2 / T_x)^{2/3} \Rightarrow D_x = 1.78m \\ T_2 < T_y < 3 \Rightarrow D_y = 2.5 \times ¦ \times (T_2 / T_y)^{2/3} \Rightarrow D_y = 1.75m \end{cases}$$

$$V_{st}^x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^x = \frac{0.15 \times 1.78 \times 1.15}{5} \times 41183.084 = 2194.80KN$$

$$V_{st}^y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W \Rightarrow V_{st}^y = \frac{0.15 \times 1.75 \times 1.15}{5} \times 41183.084 = 2157.81KN$$

VI.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale

Cette méthode peut être utilisée dans tous 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.

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

$$\frac{S_a}{g}=\begin{cases}1.25\times A\times\left(1+\frac{T}{T_1}\left(2.5\eta\frac{Q}{R}-1\right)\right) & 0\le T\le T_1\\ 2.5\times\eta\times(1.25A)\times\left(\frac{Q}{R}\right) & T_1\le T\le T_2\\ 2.5\times\eta\times(1.25A)\times\left(\frac{Q}{R}\right)\times\left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2\le T\le 3.0\text{ s}\\ 2.5\times\eta\times(1.25A)\times\left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3}\times\left(\frac{3}{T}\right)^{5/3}\times\left(\frac{Q}{R}\right) & T>3.0\text{ s}\end{cases}$$

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.

Avec le spectre de réponse est donné par l'application spectre RPA99 le graphe donne S_a/g en fonction du temps.

Fig.IV.1. Spectre de réponse.

Les hypothèses

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode 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.
- Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.

Description de logiciel SAP 2000/V14.2.2

Cette structure est modélisé par 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 facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

VI.3. Disposition des voiles

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des épaisseurs des voiles on a retenu la disposition représentée ci-dessous

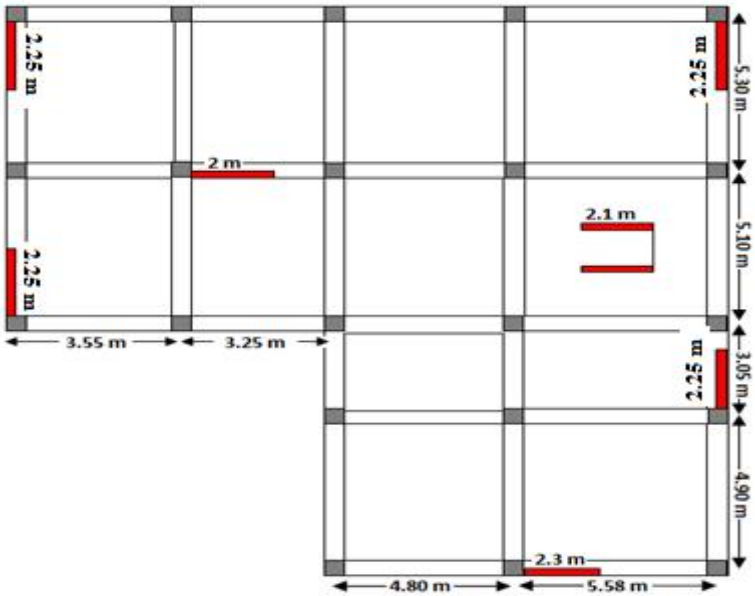


Fig.IV.2. Disposition des voiles.

VI.4. Interprétation des résultats de l'analyse dynamique donnée par SAP2000

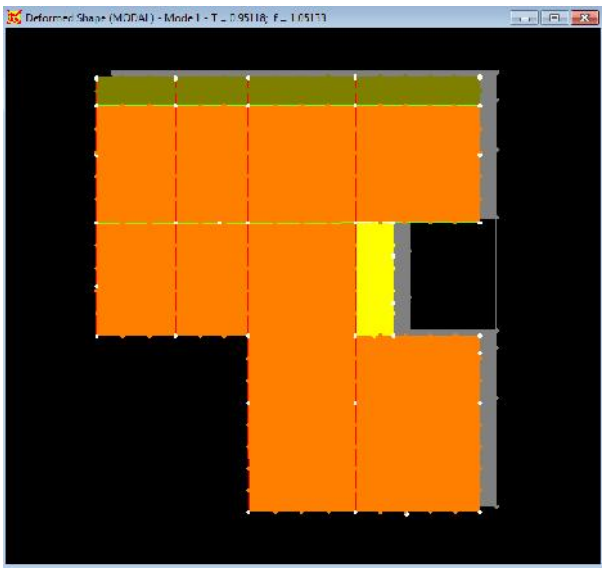


Fig. IV.3. 1er mode de déformation (Translation suivant u-u).

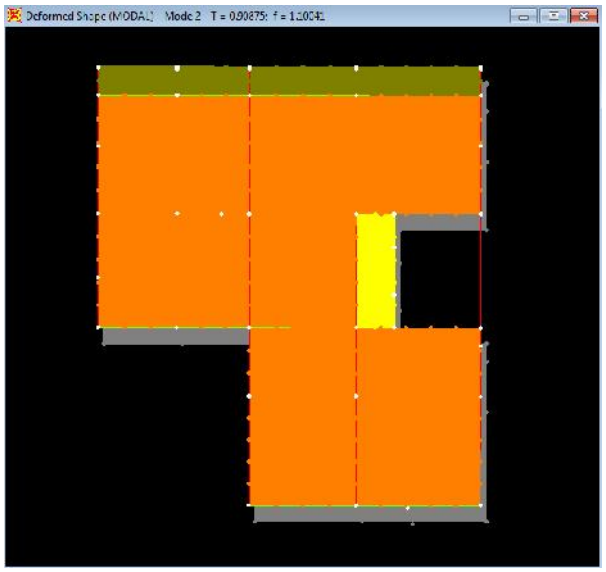


Fig. IV.4. 2eme mode de déformation (Translation suivant v-v).

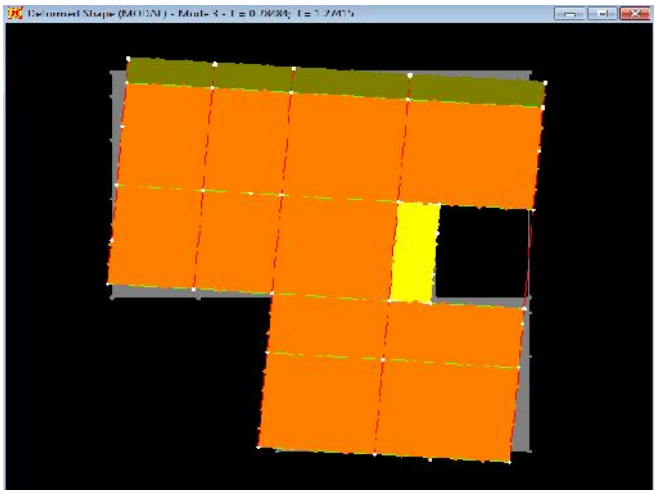


Fig. IV.5. 3eme mode de déformation (torsion au tour de z-z).

VI.4.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99/V2003 doit être supérieur à 90% .le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode

Modes	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
1	0.951178	0.65845	0.07182	7.905E-07	0.65845	0.07182	7.905E-07
2	0.90875	0.07739	0.6207	0.0000153	0.73584	0.69252	0.00001609
3	0.784837	0.000008911	0.000007895	0.000004505	0.73585	0.69253	0.0000206
4	0.366728	0.00025	0.00021	0.0004	0.7361	0.69274	0.00042
5	0.307843	0.12132	0.00159	0.000001952	0.85742	0.69433	0.00043
6	0.276264	0.00135	0.13542	0.0000794	0.85877	0.82975	0.00051
7	0.24212	0.00037	0.00003835	0.0002	0.85915	0.82979	0.00071
8	0.23834	0.00062	0.00041	0.000008791	0.85977	0.8302	0.00072
9	0.164	0.04216	0.00028	0.000001021	0.90192	0.83047	0.00072
21	0.080893	0.00001705	0.03259	0.00203	0.93746	0.93161	0.51438

Tab. IV.2. Période et taux de participation massique.

Analyse des résultats

La participation modale du premier et deuxième mode suivant les deux directions X et Y est atteinte les 90 % partir du 9ème et 21ème mode respectivement, ce qui nous donne une translation selon x et y comme le montre les figures précédentes. On constate aussi que la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculé par les formule empirique du RPA 99/V2003 majore de 30 % ($T_x = 0.9511 \leq 0.979s$; $T_y = 0.908 \leq 0.979s$).

VI.4.2. Justification de l'interaction voiles portiques

- **Sous charges verticales**

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Niveaux	Les charges reprises (KN)		Pourcentages repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
Sous-sol 01	36063.012	4813.72	88.223814	11.776186
Sous-sol 02	31121.659	5832.621	84.2166564	15.7833436
RDC	27709.148	5294.853	83.956936	16.043064
Etage 01	24748.875	4590.633	84.3534084	15.6465916
Etage 02	21933.636	4024.148	84.4973361	15.5026639
Etage 03	18902.123	3723.038	83.5447005	16.4552995
Etage 04	16084.478	3298.266	82.9834929	17.0165071
Etage 05	13212.277	2924.573	81.8764319	18.1235681
Etage 06	10554.253	2420.404	81.3451408	18.6548592
Etage 07	7876.464	1931.535	80.3065335	19.6934665
Etage 08	5377.994	1340.932	80.0424651	19.9575349
Etage 09	2898.928	721.981	80.0607803	19.9392197
Etage 10	534.175	0	100	0

Tab. IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée dans tous les étages. Ces résultats sont obtenus après redimensionnent des sections des voiles et des poteaux comme suit :

Voiles : E_p= 20cm pour les deux sous-sol et RDC

E_p= 15cm pour les étages courants

Les poteaux rectangulaires

- Les deux sous-sols et DRC (70×65) cm²
- 1er et 2eme étage (65×60) cm²
- 3eme et 4eme étage (60×55) cm²
- 5eme et 6eme étage (55×50) cm²
- 7eme et 8emeétage (50×45) cm²
- 9ème et 10ème (Terrasse accessible) : (45×40) cm²

Poutre

Poutres principales : (45×35) cm²

Poutres secondaire : (40×30) cm²

- **Sous charges horizontales**

$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques}+\sum F_{voiles}} \geq 25\%$ Pourcentage des charges horizontales par les portiques.

$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques}+\sum F_{voiles}} \leq 75\%$ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Niveau	SENS X-X				SENS Y-Y			
	Portique KN	Voile KN	Portique %	Voile %	Portique KN	Voile KN	Portique %	Voile %
S-sol 01	1232.914	558.856	68.80984	31.19016	970.267	790.083	55.1178459	44.8821541
S-sol 02	639.42	465.505	57.86999	42.13001	85.159	145.311	36.9501454	63.0498546
RDC	900.472	572.514	61.13242	38.86758	855.406	834.047	50.6321277	49.3678723
Etage 01	1048.585	320.741	76.57672	23.42328	826.655	792.286	51.0614655	48.9385345
Etage 02	1031.571	253.104	80.29821	19.70179	862.906	666.339	56.4269296	43.5730704
Etage 03	948.032	237.912	79.93902	20.06098	787.788	629.947	55.5666609	44.4333391
Etage 04	925.875	154.182	85.72464	14.27536	799.913	492.503	61.8928426	38.1071574
Etage 05	780.244	183.511	80.95875	19.04125	673.696	482.125	58.2872261	41.7127739
Etage 06	733.141	104.967	87.47572	12.52428	658.343	345.486	65.583182	34.416818
Etage 07	558.295	125.006	81.70557	18.29443	508.441	314.148	61.8098467	38.1901533
Etage 08	482.897	65.451	88.06397	11.93603	463.271	179.46	72.0785212	27.9214788
Etage 09	353.408	105.162	77.06741	22.93259	400.512	134.026	74.9267592	25.0732408
Etage 10	69.939	0	100	0	78.67	0	100	0

Tab. IV.4. Vérification de l'interaction sous charge horizontale.

Analyse des résultats

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

VI.4.3. Vérification de la résultante des forces sismiques

Selon l'Article 4.3.6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st}, nous avons

	V_{st} (KN)	V_{dyn} (KN)	V_{dyn}/V_{st}	observation
Sens x-x	1923.683	1791.579	0.93132756	Vérifie
Sens y-y	2063.587	1760.179	0.85297058	Vérifie

Tab. IV.5. Vérification de la résultante des forces.

- **Analyse des résultats**

La condition est vérifiée, donc les paramètres de réponse (force, déplacement, moment.) ne seront pas majorés.

VI.4.4.Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par

$¢_k = R \times ¢_{ek}$ ..... RPA99/version2003 (Article 4.4.3)

$¢_{ek}$:Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement (R=5).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K\text{-}1$ est égal à : $\Delta_k = ¢_k - ¢_{k-1}$

Le RPA/V2003 (article 5.10) exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. : $\Delta_k < 1\% \times h_e$.

h_e : Étant la hauteur de l'étage

Les résultats sont regroupés dans les tableaux ci-dessous

	Sens x-						
Niveaux	$¢_{ek}$ (m)	$¢_k$ (m)	$¢_{k-1}$ (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
Sous-sol 1	0.0008	0.004	0	0.004	2.85	0.00140351	Vérifiée
Sous-sol 2	0.0025	0.0125	0.004	0.0085	2.85	0.00298246	Vérifiée
RDC	0.005	0.025	0.0125	0.0125	3.5	0.00357143	Vérifiée
1er étage	0.007	0.035	0.025	0.01	2.8	0.00357143	Vérifiée
2ème étage	0.009	0.045	0.035	0.01	2.8	0.00357143	Vérifiée
3ème étage	0.011	0.055	0.045	0.01	2.8	0.00357143	Vérifiée
4ème étage	0.0128	0.064	0.055	0.009	2.8	0.00321429	Vérifiée
5ème étage	0.0145	0.0725	0.064	0.0085	2.8	0.00303571	Vérifiée
6ème étage	0.0161	0.0805	0.0725	0.008	2.8	0.00285714	Vérifiée
7ème étage	0.0175	0.0875	0.0805	0.007	2.8	0.0025	Vérifiée
8ème étage	0.0187	0.0935	0.0875	0.006	2.8	0.00214286	Vérifiée
9ème étage	0.0197	0.0985	0.0935	0.005	2.8	0.00178571	Vérifiée
10ème étage	0.0204	0.102	0.0985	0.0035	2.8	0.00125	Vérifiée

Tab. IV.6. Vérification des déplacements selon x-x.

	Sens y-						
Niveaux	$¢_{ek}$ (m)	$¢_k$ (m)	$¢_{k-1}$ (m)	Δ_k (m)	h_k (m)	Δ_k / h_k (%)	Observation
Sous-sol 1	0.00009	0.00045	0	0.00045	2.85	0.00015789	Vérifiée
Sous-sol 2	0.0003	0.0015	0.00045	0.00105	2.85	0.00036842	Vérifiée
RDC	0.0005	0.0025	0.0015	0.001	3.5	0.00028571	Vérifiée
1er étage	0.0007	0.0035	0.0025	0.001	2.8	0.00035714	Vérifiée
2ème étage	0.0009	0.0045	0.0035	0.001	2.8	0.00035714	Vérifiée
3ème étage	0.0011	0.0055	0.0045	0.001	2.8	0.00035714	Vérifiée
4ème étage	0.0013	0.0065	0.0055	0.001	2.8	0.00035714	Vérifiée
5ème étage	0.0015	0.0075	0.0065	0.001	2.8	0.00035714	Vérifiée
6ème étage	0.0017	0.0085	0.0075	0.001	2.8	0.00035714	Vérifiée
7ème étage	0.0019	0.0095	0.0085	0.001	2.8	0.00035714	Vérifiée
8ème étage	0.002	0.01	0.0095	0.0005	2.8	0.00017857	Vérifiée
9ème étage	0.0021	0.0105	0.01	0.0005	2.8	0.00017857	Vérifiée
10ème étage	0.0022	0.011	0.105	0.0005	2.8	0.00017857	Vérifiée

Tab. IV.7. Vérification des déplacements selon y-y.

Analyse des résultats

D'après les tableaux ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

VI.4.5. Justification vis-à-vis de l'effet P-a

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

$$- = \frac{p_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0{,}1 \; ; \qquad \textit{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

Tel que

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au dessus du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^{n} (W_{Gi} + \quad \times W_{Qi}) \qquad \text{RPA99/2003(Article 5.9)}$$

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< $^{-}_{k}$ < 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 $\frac{1}{1-}$.
- Si $^{-}_{k}$ > 0.2 la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau ci-dessous

Niveaux	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V (KN)	θ_k (m)	Δ_k (cm)	V (KN)	θ_k (m)
Sous sol 1	2.85	35400.259	0.45	1791.77	0.02440022	0.25	1760.35	0.00297766
Sous sol 2	2.85	32503.705	1	1104.925	0.04791607	0.55	230.47	0.00641174
RDC	3.5	29770.302	1.75	1472.986	0.06510557	0.95	1689.453	0.00454277
1er étage	2.8	26369.788	1.45	1369.326	0.06149873	1	1618.941	0.00525127
2ème étage	2.8	23286.677	1.45	1284.675	0.05662713	1.1	1529.245	0.00486469
3ème étage	2.8	20250.386	1.25	1185.944	0.05217673	1.1	1417.735	0.00449152
4ème étage	2.8	17311.332	1.15	1080.057	0.04281386	1.15	1292.416	0.0040934
5ème étage	2.8	14369.286	1	963.755	0.03643726	1.1	1155.821	0.00369151
6ème étage	2.8	11517.849	0.75	838.108	0.02978831	1	1003.829	0.00320995
7ème étage	2.8	8662.826	0.6	683.301	0.02175346	1	822.589	0.00265029
8ème étage	2.8	5891.812	054	548.348	0.01262153	0.87	642.731	0.00091658
9ème étage	2.8	3133.151	0.39	458.57	0.00185269	0.96	534.538	0.00016713
10ème étage	2.8	504.987	0.23	69.939	0	0.46	78.67	0

Tab. IV.8. Vérification de l'effet P-Δ.

- **Analyse des résultats :** Puisque tous les coefficients ¯ₖ est inférieurs à 0,10 pour tous les étages, donc l'effet P-Δ peut être négligé.

VI.4.6. 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 :

$$\neg = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \qquad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{cj} : Est la résistance caractéristique du béton

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Niveaux	Section (cm^2)	B_c (cm^2)	N_d (KN)	v	Observation
Sous sol 1 & 2 et RDC	70 × 65	4550	3928.887	0.29	Vérifiée
1er et 2ème étage	65 × 60	3900	2854.728	0.25	Vérifiée
3ème et 4ème étage	60 × 55	3300	2197.092	0.225	Vérifiée
5ème et 6ème étage	55 × 50	2750	1578.631	0.191	Vérifiée
7ème et 8ème étage	50 × 45	2250	990.137	0.144	Vérifiée
9ème et 10ème étage	45 × 40	1800	419.671	0.074	Vérifiée

Tab. IV.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux.

Conclusion

Lors de la modélisation, l'exigence qui a conditionnée les dimensions des poteaux, poutres et même la disposition des voiles à été la condition de l'interaction voile-portique.

En vérifiant cette interaction, les autres conditions du RPA99/V2003 se retrouvent vérifiées d'elles même (période de vibration, taux de participation massique, effet P-Δ. Et effort normale réduit).

Les sections des poteaux et des poutres déjà définies par le pré dimensionnement ont été augmentées.

Chapitre V

Etude des éléments stucturaux

Introduction

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au dessus du sol .Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux-poutre) 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, ces derniers doivent être bien armé et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genre de sollicitations.

V.1. Etude des poteaux

Ce sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferraillages se fait a la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduite dans le logiciel SAP2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q \quad ; \quad G+Q+Ex \quad ; \quad 0,8G+Ex \\ G+Q \quad ; \quad G+Q-Ey \quad ; \quad 0,8G-Ey \end{cases}$$ *RPA99 (Article 5.2)*

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations suivantes

- L'effort normal maximal N_{max} et le moment correspondant M_{corr}
- L'effort normal minimal N_{min} et le moment correspondant M_{corr}
- Le moment maximal M_{max} et l'effort normal correspondant N_{corr}

V.1.1.Recommandation du RPA 99/Version2003

A) Armatures longitudinale : *(Article 7.4.2.1)*

- Elles doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal : $A_{min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- Leur pourcentage maximal : $A_{max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
  $A_{max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $¤_{min} > 12mm$ (Diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40¤_l$ en zone II. L'écartement des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
  La zone nodale est définit par $l'et\ h'$

  $l' = 2h$

  $h' = \max(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60cm)$

  $(h_1 \times b_1)$: Section du poteau

  h_e : Hauteur d'étage.

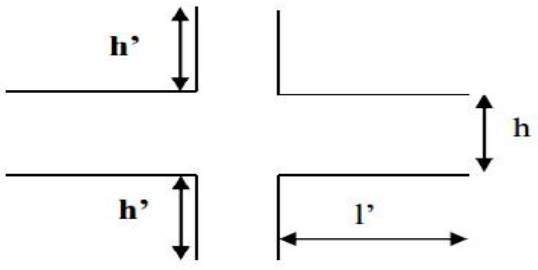


Fig. V.1. Zone nodale

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 les tableaux ci-dessous

Niveaux	Section du poteau (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{max} RPA (cm²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S-Sol 1,2 et RDC	70×65	36.4	182	273
1ère et 2éme étage	65×60	31.2	156	234
3ème et 4ème étage	60×55	26.4	132	198
5ème et 6ème étage	55×50	22	110	165
7èmeet 8éme étage	50×45	18	90	135
9éméet10éméétage	45×40	14.4	72	108

Tab. V.1. Les sections minimales et maximales dans les poteaux Préconisés par le RPA99/V2003.

B) Armature transversale

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{t} = \frac{°_a \times V_u}{h_1 \times fe} \quad \text{.....(1)} \qquad \textit{RPA99(Article7.4.2.2)}$$

V_u : Est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur total de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversales.

$°_a$: Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égale a :

2.5 Si $a_g \geq 5$ a_g : l'élancement géométrique

3.75 Si $a_g < 5$

$a_g = (\frac{l_f}{a} ou \frac{l_f}{b})$ (l_f : Longueur de flambement du poteau)

Avec **a** et **b** : Sont les dimensions de section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (1)

Par ailleurs la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit

Dans la zone nodale $t \leq \min(10¤_l^{min}, 15cm)$ en zone IIa.

Dans la zone courante $t \leq 15¤_l^{min}$ en zone IIa.

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{tb_1}$ en %, est donnée comme suit :

Si $a_g \geq 5; \frac{A_t}{tb_1} = 0.3\%$

Si $a_g \leq 3; \frac{A_t}{tb_1} = 0.8\%$ ..... *RPA99(Article7.4.2.2)*

Si $3 < a_g \leq 5$ interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres est les étriers doivent être fermés par les crochets a 135° ayant une longueur droite de $10¤_l^{min}$.

Les cadres est les étriers doivent ménager es cheminées verticales en nombre de et diamètre suffisants ¤ cheminé > 12cm pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel SAP2000/V14.2.2 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude dynamique.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Niveaux	Section (cm²)	$N_{max} \rightarrow Mcor$		$N_{min} \rightarrow Mcor$		$M_{max} \rightarrow Ncor$	
		N (KN)	M (KN.m)	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)
S-Sol 1,2 et RDC	70×65	-4056.96	-19.391	-4.909	54.0551	-264.8194	-2164.154
1èr et 2éme étage	65×60	-2790.515	-31.982	-55.398	39.4297	210.9463	-662.002
3ème et 4ème étage	60×55	-2154.629	-22.113	-22.638	12.0584	202.018	-603.003
5ème et 6ème étage	55×50	-1557.048	-21.549	-12.674	-8.6198	177.5998	-473.423
7ème et 8éme étage	50×45	-988.266	-21.318	-3.951	31.092	142.0819	-321.789
9éme et 10éme étage	45×40	-433.532	-22.162	-5.685	11.7673	109.146	-164.133

Tab. V.2. Sollicitations dans les poteaux.

V.1.3.Ferraillage des armatures longitudinales

Le ferraillage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables. Les résultats de calcul des armatures longitudinales des différents types de poteaux sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Niveaux	Section (cm²)	A_{cal} SAP (cm²)	A_{min} RPA (cm²)	A_{adop} (cm²)
S-Sol 1,2 et RDC	70×65	49.95	36.4	16HA20 = 50.27
1èr et 2éme étage	65×60	36.24	31.2	12HA20 = 37.70
3ème et 4ème étage	60×55	27.96	26.4	4HA20+8HA16 = 28.65
5ème et 6ème étage	55×50	20.56	22	12HA16 = 24.13
7èmeet 8éme étage	50×45	13.56	18	12HA14 =18.47
9émeet10émeétage	45×40	6.84	14.4	4HA14+8HA12 = 15.2

Tab. V.3. Armatures longitudinales des poteaux.

V.1.4.Ferraillage des armatures transversales

- **Exemple de calcul**

On prend pour exemple de calcul le poteau du *sous sol 1et 2* ***(70×65)*** *cm²*

Soit : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 . f_e}$

$\rho_g = (\frac{l_f}{a} ou \frac{l_f}{b}) = \frac{0.7 \times 2.85}{0.70} = 2.85 \Rightarrow \rho_a = 3.75$

D'où : $A_t = \frac{3.75 \times 71.72 \times 10^{-3} \times 15}{70 \times 400} = 1.44 cm^2$

Donc : on adopte pour des cadres 4HA8= 2.01cm²

- **Longueur de recouvrement**

$L_r \geq 40¤_{l\max} \Rightarrow L_r = 80cm$

- **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \min(10¤_{l\min}, 15\text{ cm}) = \min(20 ; 15) \Rightarrow$ t = 10cm
- Dans la zone courante : $t' \leq 15¤_{l\min} = 15\times2 = 30\text{cm} \Rightarrow$ t' = 15cm

- **Quantité d'armature minimale**

On a : λ_g<3, d'où : Zone nodale : $A_t^{\min} = 0.8\%(t\times b) = 0.8\%(10\times65) = 5.2cm^2$

Zone courante : $A_t^{\min} = 0.8\%(t\times b) = 0.8\%(15\times65) = 7.8cm^2$

- **Résultats du calcul des armatures transversales**

Le tableau ci-dessous résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux

Niveaux	Sous sol 1et2	RDC	1er et 2ème étage	3ème et 4ème étage	5ème et 6ème étage	7ème et 8ème étage	9ème et 10ème étage
Section (cm²)	70×65	70×65	65×60	60×55	55×50	50×45	45×40
$¤_l^{\max}(cm)$	2	2	2	2	1.6	1.4	1.4
$¤_l^{\min}(cm)$	2	2	2	1.6	1.6	1.4	1.2
$l_0(cm)$	285	350	280	280	280	280	280
l_f (cm)	199.5	245	196	196	196	196	196
a_g	2.85	3.5	3.01	3.26	3.56	3.92	4.35
$V_u(KN)$	71.72	71.72	107.80	119.70	129.43	135.252	124.31
$l_r(cm)$	80	80	80	80	64	56	56
t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10	10	10
t' zone courante (cm)	15	15	15	15	15	15	15
$°_a$	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75
$A_t(cm^2)$	1.44	1.44	2.33	2.80	3.30	3.80	3.88
$A_t^{\min}(cm^2)$	4	4.4	4.8	2.6	2.6	1.68	1.68
$A_t^{adop}(cm^2)$	6.71	6.71	3.14	3.14	3.14	2.01	2.01
Nombre des barres	6HA10	6HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA8	4HA8

Tab. V.4. Armature transversale des poteaux.

Conformément aux règles du *RPA 99*/version*2003* et *BAEL 91*, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. ($\phi_t \geq \frac{1}{3}\times\phi_l^{\max}$) => ce qui est vérifiée dans ce cas.

V.1.5.Vérification

V.1.5.1.Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme (le flambement)

Selon le *BAEL (Art 4.4.1)*, les éléments soumis à la flexion composée doivent entre justifier vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est définit comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement, On doit vérifier que

$$N_d \le N_u = \sim \times [\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9¥_b} + \frac{A_s \times f_e}{¥_s}] \quad \text{.....BAEL91 (Art B.8.4.1)}$$

A_s = Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

B_r = Section réduite du béton.

$¥_b$=1.5 : coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$¥_s$ = 1.15 : coefficient de sécurité de l'acier.

$\sim$: est un coefficient réduction qui fonction de α .

$$\begin{cases} \sim = \dfrac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\dfrac{\alpha}{35}\right)^2} & \text{Si : } 0 < \alpha \le 50 \\ \sim = 0.6 \times \left(\dfrac{50}{\alpha}\right)^2 & \text{Si : } 50 < \alpha \le 70 \end{cases}$$

Tel que : $\alpha = \dfrac{l_f}{i}$ Pour les poteaux rectangulaires

Avec : $i = \sqrt{\dfrac{I}{b \times h}}$ (i : rayon de giration) ; $I = \dfrac{b \times h^3}{12}$

$l_f = 0.7 l_0$ Longueur de flambement.

B_r = (a-2) × (b-2) Pour les poteaux rectangulaires.

A_s = Section d'armature

La vérification se fait pour chaque poteau à chaque niveau.

Exemple de calcul

Soit à calculer le poteau le plus sollicités, avec les sollicitations suivantes : N_d = 4056.96KN

$$l_f = 1.995m \rightarrow \alpha = 9.87 < 50 \rightarrow \sim = 0.836$$

$$B_r = (0.70 - 0.02) \times (0.65 - 0.02) = 0.428m^2$$

$$N_u = 0.836 \times \left[\frac{0.428 \times 25 \times 10^3}{0.9 \times 1.5} + \frac{50.27 \times 10^{-4} \times 400}{1.15}\right] = 6627.53KN$$

$N_d = 4056.96KN < N_u = 6627.53KN \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

Les autres résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Niveau	Section (cm^2)	l_0 (m)	l_f (m)	a	~	A_s (cm^2)	B_r (m^2)	N_d (KN)	N_u (KN)	Observation
S-Sol 1,2	70×65	2.85	1.995	9.87	0.836	50.27	0.428	4056.96	6627.53	Vérifiée
RDC	70×65	3.5	2.45	12.12	0.830	50.27	0.428	4056.96	6627.53	Vérifiée
1ère et 2éme étage	65×60	2.8	1.96	10.44	0.835	37.70	0.365	2790.51	5645.07	Vérifiée
3ème et 4ème étage	60×55	2.8	1.96	11.31	0.832	28.65	0.307	2154.62	4730.90	Vérifiée
5ème et 6ème étage	55×50	2.8	1.96	12.34	0.829	24.13	0.254	1557.04	3900.06	Vérifiée
7ème et 8éme étage	50×45	2.8	1.96	13.57	0.825	18.47	0.206	988.26	3147.75	Vérifiée
9éme et 10éme étage	45×40	2.8	1.96	15.08	0.819	15.2	0.163	433.53	2472.59	Vérifiée

Tab. V.5. Vérification du flambement pour les poteaux.

On remarque bien que $N_d < N_u$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.1.5.2.Vérification des contraintes de compression

Comme la fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression dans le béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\pm_{bc1,2} \leq \overline{\pm}_{bc}$$

$$\pm_{bc1} = \frac{N_{ser}}{B} + \frac{M_G^{ser} \times V}{I_{yy'}} \quad \text{..... Béton fibre supérieure}$$

$$\pm_{bc2} = \frac{N_{ser}}{B} - \frac{M_G^{ser} \times V'}{I_{yy'}} \quad \text{..... Béton fibre inferieure}$$

$B = b \times h + 15\,(A + A')$ (section homogène).

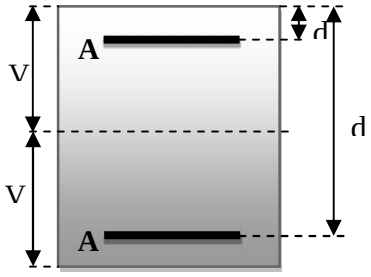


Fig. V.2. Section d'un poteau.

$$M_G^{ser} = M^{ser} - \left(\frac{h}{2} - V\right) ; \quad V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{B} \quad ; \quad V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3}(V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Niveaux	Section (cm^2)	d (cm)	A (cm^2)	V (cm)	V' (cm)	$I_{yy'}$ (m^4)	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc1} (MPa)	σ_{bc2} (MPa)	$\overline{\pm}_{bc}$ (MPa)
S-Sol 1,2 et RDC	70×65	65	50.27	39.26	30.74	0.024	2936.109	13.92	5.76	5.30	15
1ère et 2éme étage	65×60	60	37.70	35.91	29.09	0.017	2029.361	22.59	5.33	4.06	15
3ème et 4ème étage	60×55	55	28.65	34.92	25.08	0.012	1566.896	15.82	4.66	3.74	15
5ème et 6ème étage	55×50	50	24.13	30.11	24.89	0.008	1132.429	15.44	4.22	3.05	15
7ème et 8éme étage	50×45	45	18.47	27.19	22.81	0.005	719.056	15.29	3.67	2.01	15
9éme et 10éme étage	45×40	40	15.2	24.46	20.54	0.003	316.04	15.87	2.85	0.26	15

Tab. V.6. Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.

V.1.5.3.Vérification aux sollicitations tangentes

D'après le RPA99/Version2003 (article 7.4.3.2), l a contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inferieur ou égale a la valeur limite suivante : $\tau_{bu} < \overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$

Avec : $\begin{cases} \rho_d = 0.075 & \text{Si} \quad \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 & \text{Si} \quad \lambda_g \leq 5 \end{cases}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{et} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

Avec : τ_{bu} est la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton.

Les résultats de calculs effectués sont résumés dans le tableau suivant

Niveaux	Section (cm²)	l_f (cm)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_{bu}}$ (MPa)	Observation
S-Sol 1,2	70×65	199.5	2.85	0.04	65	71.72	0.17	1	Vérifiée
RDC	70×65	245	3.5	0.04	65	71.72	0.17	1	Vérifiée
1ère et 2éme étage	65×60	196	3.01	0.04	60	107.80	0.30	1	Vérifiée
3ème et 4ème étage	60×55	196	3.26	0.04	55	119.70	0.40	1	Vérifiée
5ème et 6ème étage	55×50	196	3.56	0.04	50	129.43	0.51	1	Vérifiée
7ème et 8éme étage	50×45	196	3.92	0.04	45	135.252	0.66	1	Vérifiée
9éme et10éme étage	45×40	196	4.35	0.04	40	124.31	0.77	1	Vérifiée

Tab. V.7. Vérification des contraintes tangentielles.

On remarque que la condition exigée par le *RPA99/Version2003* sur les sollicitations tangentielle est vérifiée pour tous les étages.

V.1.6. Disposition constructive des poteaux

- **Longueur de recouvrement**

Soit Lr la longueur de recouvrement telle que : $L_r \geq 40 \times \phi$

$\phi_l = 12mm \Rightarrow L_r \geq 48cm, soit : L_r = 50cm$

$\phi_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 56cm, soit : L_r = 60cm$

$\phi_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm, soit : L_r = 65cm$

$\phi_l = 20mm \Rightarrow L_r \geq 80cm, soit : L_r = 80cm$

- **Détermination de la zone nodale**

Exemple du Sous – sols : L'= 90cm ; h'= 70cm

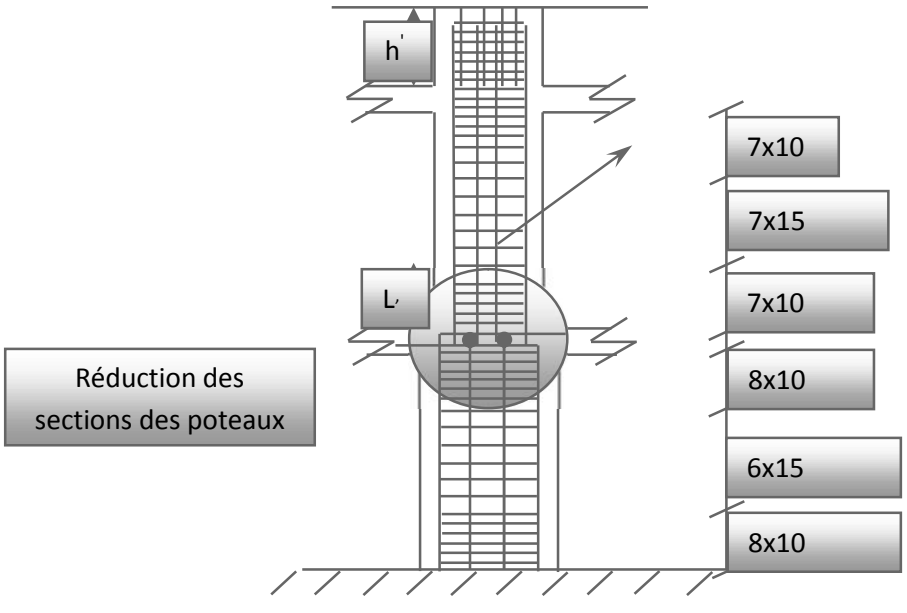
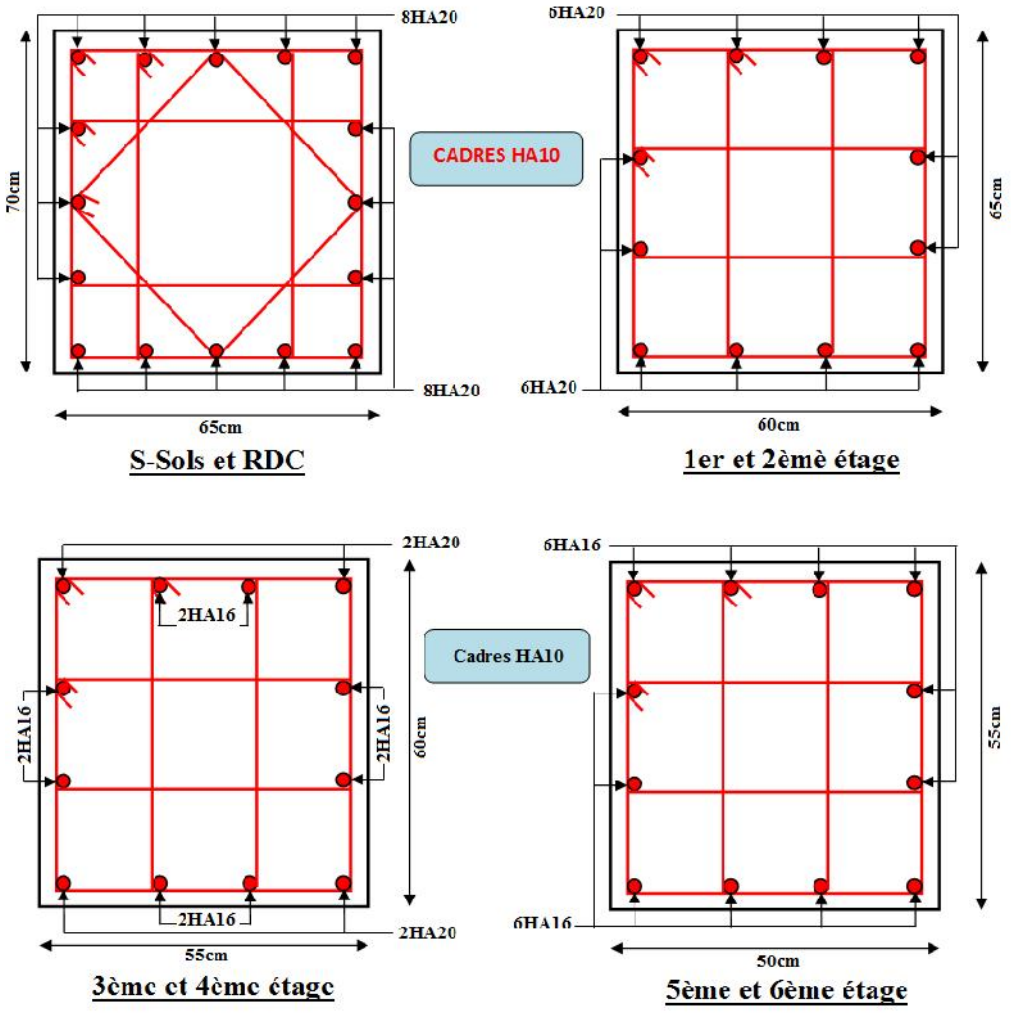


Figure V. 2.*Disposition des armatures des poteaux*

Fig. V.3. Disposition des armatures des poteaux

Schéma de ferraillage des poteaux



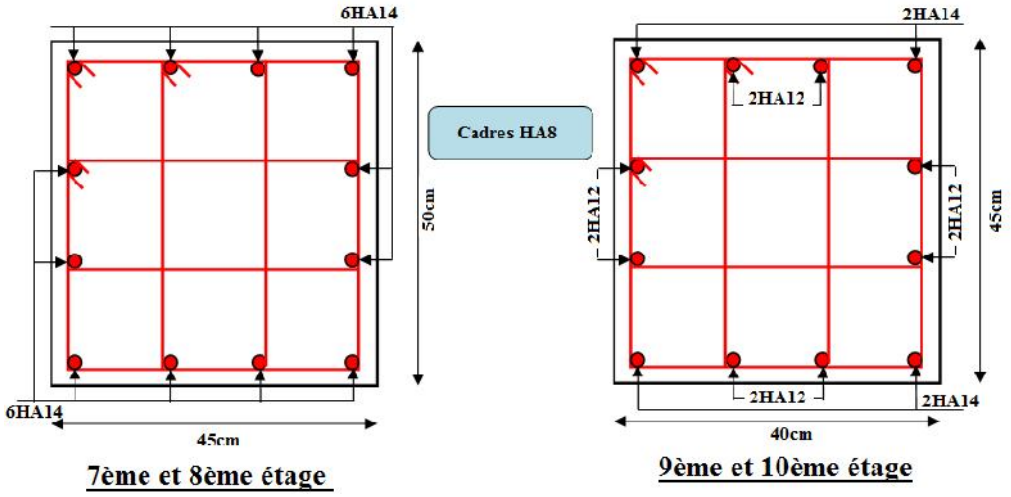


Fig. V.4. Schéma de ferraillage des poteaux.

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 deux types de poutres :

Les poutres principales (35×45) cm² qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires (30×40) cm² qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (*M, N, T*) on procède au ferraillage en respectant les prescriptions donnée par le RPA99/Version2003 et celle donnée par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000 combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/version2003 suivantes :

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q \\ G+Q \\ G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{cases} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{RPA99(Article5.2)}$$

V.2.1.Recommandation du RPA99/V2003

A) Armature longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section total du béton, c'est à dire $A_l^{min} = 0.5\% \times b \times h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
  4 % de la section de béton en zone courante.
  6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de 40×¤ en Zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieurs et inferieur dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué a 90%.
- On doit avoir un espacement maximum de 10cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

B) Armature transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times s_t \times b$
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

  $S_t = \min(\frac{h}{4}; 12 \times ¤_1)$ dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires. $S_t \leq \frac{h}{2}$ en dehors de la zone nodale.
- La valeur du diamètre ¤ est le plus petit diamètre utilisé.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus de nu de l'appui ou de l'encastrement.

V.2.2. Les sections minimales et maximales préconisé par le RPA99/V2003

Les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Poutres	Section (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{max} (cm²)	
			Zone courante	Z. recouvrement
Principale	35x45	7.875	63	94.5
Secondaire	30x40	06	48	72

Tab. V.8. Armatures longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/v2003.

V.2.3. Sollicitations de calculs

Les résultats de calcul des sollicitations sont résumés dans le tableau ci-dessous

Niveaux	Poutre principale			Poutre secondaire		
	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)	M_{travee} (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)
Sous-sol & RDC	56.792	194.480	296.385	49.599	178.539	269.179
E-C & T-accessible	57.368	121.473	125.487	63.522	122.035	136.477
Terrasse inaccessible	32.20	83.890	75.146	20.504	45.822	34.365

Tab. V.9. Les sollicitations les plus défavorables.

V.2.4.Ferraillage des armatures longitudinales

Niveaux	Type de poutre	Section (cm²)	Localisation	A_{cal} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adopt} (cm²)
Sous-sol, RDC	P. Principales	35x45	Appuis	9.275	7.875	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	9.148		6HA14 = 9.24
	P. Secondaires	30x40	Appuis	7.828	6	3HA14+3HA12 = 8.01
			travées	6.823		3HA14+2HA12 = 6.88
Etage courant et terrasse accessible	P. Principales	35x45	Appuis	9.263	7.875	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	9.134		6HA14 = 9.24
	P. Secondaires	30x40	Appuis	7.831	6	3HA14+3HA12 = 8.01
			travées	7.436		5HA14= 7.70
Terrasse Inaccessible	P. Principales	35x45	Appuis	9.260	7.875	3HA16+3HA14 = 10.65
			travées	9.014		6HA14 = 9.24
	P. Secondaires	30x40	Appuis	7.728	6	3HA14+3HA12 = 8.01
			travées	6.721		5HA14= 7.70

Tab. V.10. Armatures longitudinales des poutres.

- **Longueur de recouvrement**

Soit L_r la longueur de recouvrement Telle que : $L_r \geq 40 \times ¤$

$¤_l = 12mm \Rightarrow L_r \geq 48cm, soit : L_r = 50cm$

$¤_l = 14mm \Rightarrow L_r \geq 56cm, soit : L_r = 60cm$

$¤_l = 16mm \Rightarrow L_r \geq 64cm, soit : L_r = 65cm$

V.2.5.Ferraillage des armatures transversales

- **Diamètre des armatures transversales**

Soit $¤_l$ le diamètre des armatures transversales avec : $¤_l \leq \min\left(¤_l ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10}\right)$

Poutre principales

$¤_l \leq \min\left(12, \frac{450}{35} ; \frac{350}{10}\right)$= min (12 ; 12.85 ; 35) Donc on prend $¤_l$ = 10mm

Poutre secondaires

$¤_l \leq \min\left(12, \frac{400}{35} ; \frac{300}{10}\right)$= min (12 ; 11.42 ; 30) Donc on prend $¤_l$ = 10mm

Donc on prend 4HA10 = 3.14 cm² (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/version2003 (art 7.5.2.2).*

Zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4} ; 12¤_{l\min})$

Poutre principales : $S_t \leq \min(11.25 ; 14.4)$ =>Soit : **S_t=10cm**

Poutre secondaires : $S_t \leq \min(10 ; 14.4)$ =>Soit : **S_t=10cm**

Zone courante : $S_t \leq h/2$

Poutre principales : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \Rightarrow S_t \leq 22.5cm$ => Soit : **S_t=15cm**

Poutre secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \Rightarrow S_t \leq 17.5cm$ => Soit : **S_t=15cm**

- **Section minimale d'armature transversale**

$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 45 = 2.02cm^2$ Pour les poutres principales

$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times h = 0.003 \times 15 \times 40 = 1.8cm^2$ Pour les poutres secondaires

$A_t = 3.14cm^2 > A_t^{\min} = 2.02cm^2$ Condition vérifiée pour toutes les poutres.

V.2.6.Vérification

- **Vérification à l'ELU**

Condition de non fragilité

$$\begin{cases} \text{Poutres principales} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.77cm^2 \\ \text{Poutres secondaires} \rightarrow A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.34cm^2 \end{cases}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}, FPN \Rightarrow \overline{\tau_{bu}} = \min(0.13 f_{c28}; 4MPa) = 3.25MPa$$

Le calcul des poutres de différent niveau est résumé dans le tableau ci-dessous

Poutres	V_u (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\overline{\tau_u}$ (MPA)	Observation
Poutres principales	296.385	2.01	3.25	Vérifiée
Poutres secondaires	269.179	2.42	3.25	Vérifiée

Tab. V.11. Vérification de l'effort tranchant.

$\tau_u < \overline{\tau_u} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement et cela pour tous les types des poutres.

- **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

- en appui de rives : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ ..... BAEL91 (Art H.IV.2)
- 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

Poutres	A_l (cm²) 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
Poutres Principales	10.65	296.385	194.480	8.52	-6.27	Vérifiée
Poutres Secondaires	8.01	269.179	178.539	7.73	-7.67	Vérifiée

Tab. V.12. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

- **Vérification a L'ELS**

Etat limite de compression de béton

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

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

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

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0.6 \times f_c 28 = 15MPa$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Poutres	Eléments	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc}$
Principales	Appui	94.677	15.019	155818.718	9.125	15	Vérifiée
	Travée	41.640	14.281	140468.262	4.233	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	63.120	13.214	91050.660	9.160	15	Vérifiée
	Travée	29.863	13.03	88468.831	4.396	15	Vérifiée

Tab. V.13. Vérification de la contrainte limite de béton à L'ELS.

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

Poutre principales

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \ldots\ldots\ldots\ldots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \ldots\ldots\ldots\ldots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \ldots\ldots\ldots\ldots(3) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{45}{558} = 0.080 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \ldots\ldots\ldots\ldots(1) \\ \frac{45}{558} = 0.080 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \ldots\ldots\ldots\ldots(2) \\ \frac{10.65}{35 \times 42} = 0.0072 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \ldots\ldots\ldots\ldots(3) \end{cases}$$

Poutre secondaires

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \ldots\ldots\ldots\ldots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \ldots\ldots\ldots\ldots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{fe} \ldots\ldots\ldots\ldots(3) \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \frac{40}{530} = 0.075 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \ldots\ldots\ldots\ldots(1) \\ \frac{40}{530} = 0.075 \geq \frac{0.75}{10} = 0.075 \ldots\ldots\ldots\ldots(2) \\ \frac{8.01}{30 \times 37} = 0.007 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \ldots\ldots\ldots\ldots(3) \end{cases}$$

Les trois conditions étant satisfaites, la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

- **Vérification des zones nodales**

Selon le *RPA99/Version2003 (Article 7.6.2)*

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 majoration de 1,25.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d'orientation de l'action sismique.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$$

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 maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

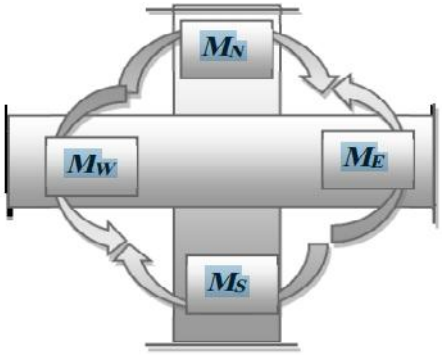


Fig. V.5. Schéma de la zone nodale.

- **Détermination du moment résistant dans les poteaux**

Le moment résistant (MR) 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 : $M_r = Z \times A_s \times \frac{f_e}{¥_s}$ *et* $Z = 0.9 \times h$

h : la hauteur de la section.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont résumés dans le tableau ci-dessous

Niveaux	Section (cm²)	Z (cm)	A_s (cm²)	Mr (KN.m)
Sous sol 1, 2 et RDC	70x65	63	50.27	1101.568
1ème et 2eme étage	65x60	58.5	37.70	767.113
3ème et 4eme étage	60x55	54	28.65	538.121
5ème et 6ème étage	55x50	49.5	24.13	415.455
7ème et 8ème étage	50x45	45	18.47	289.095
9ème et 10ème étage	45x40	40.5	15.2	214.121

Tab. V.14. Moments résistant dans les poteaux.

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poutres sont résumés dans le tableau ci-dessous

	section (cm²)	Z (cm)	A_s (cm²)	M_R (KN.m)
Poutre principale	(35x45)	40.5	10.65	150.026
Poutre secondaire	(30x40)	36	8.01	100.299

Tab. V.15. Moments résistant dans les poutres.

Vérification :

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25(|M_w| + |M_e|)$ sont illustrés dans le tableau ci-dessous

Avec :

PP : Poutre principale. **PS :** Poutre secondaire.

Niveaux	Poteau	Poutre	M_S (KN.m)	M_N (KN.m)	$M_W = M_E$ (KN.m)	M_N+M_S (KN.m)	1.25 ($M_W + M_E$) (KN.m)	Vérification
Sous-sol 1	70x65	PP	1101.568	1101.568	150.026	2203.136	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
Sous-sol 2	70x65	PP	1101.568	1101.568	150.026	2203.136	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
RDC	70x65	PP	1101.568	767.113	150.026	1868.681	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
1ère étage	65x60	PP	767.113	767.113	150.026	1534.226	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
2ème étage	65x60	PP	767.113	538.121	150.026	1305.234	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
3ème étage	60x55	PP	538.121	538.121	150.026	1076.242	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
4ème étage	60x55	PP	538.121	415.455	150.026	953.576	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
5ème étage	55x50	PP	415.455	415.455	150.026	830.91	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
6ème étage	55x50	PP	415.455	289.095	150.026	704.550	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
7ème étage	50x45	PP	289.095	289.095	150.026	578.190	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée
8ème étage	50x45	PP	289.095	214.121	150.026	503.216	375.065	Vérifiée
		PS			100.299		250.747	Vérifiée

Tab. V.16.Vérification de la zone nodale.

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistant dans les poutres, donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les Poteaux.

- **Exemple de ferraillage d'une poutre principale**

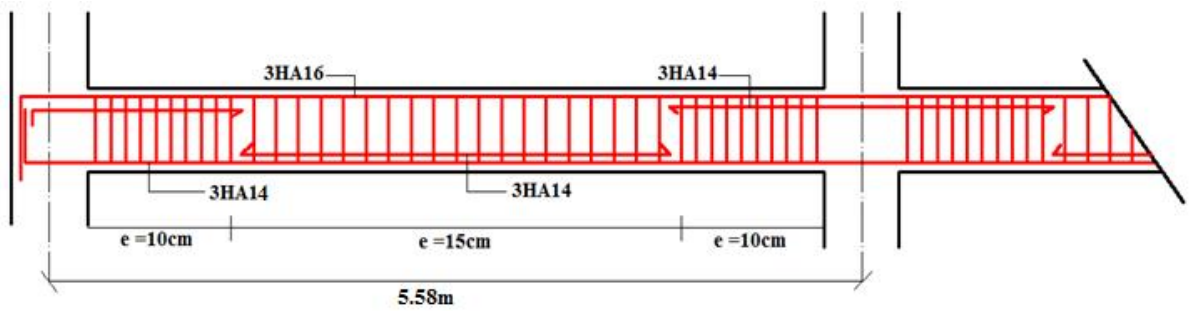


Fig. V.6. Disposition constructive des armateurs dans les poutres.

V.2.7. Schéma de ferraillage des poutres

Poutres principales (Tous les niveaux)

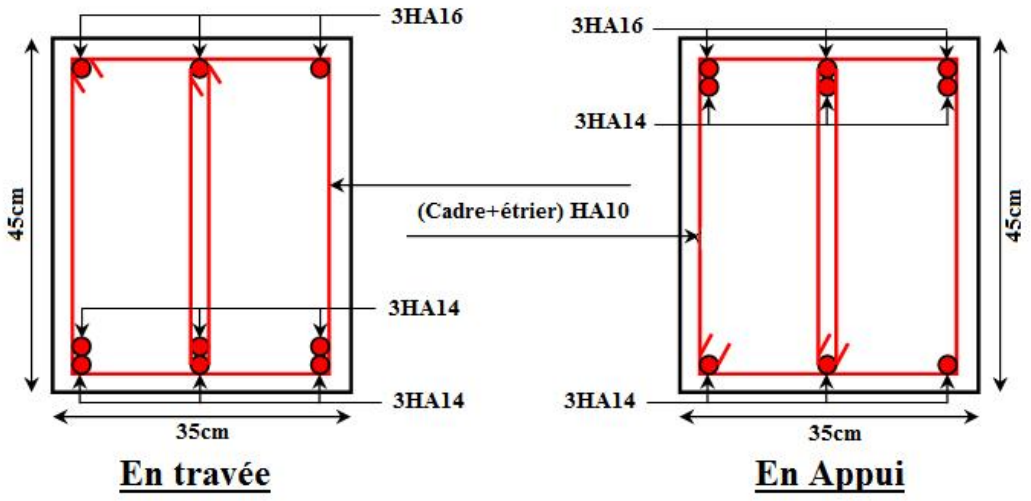


Fig. V.7. Schéma de ferraillage des poutres principales.

Poutres secondaires (Sous-sols et RDC)

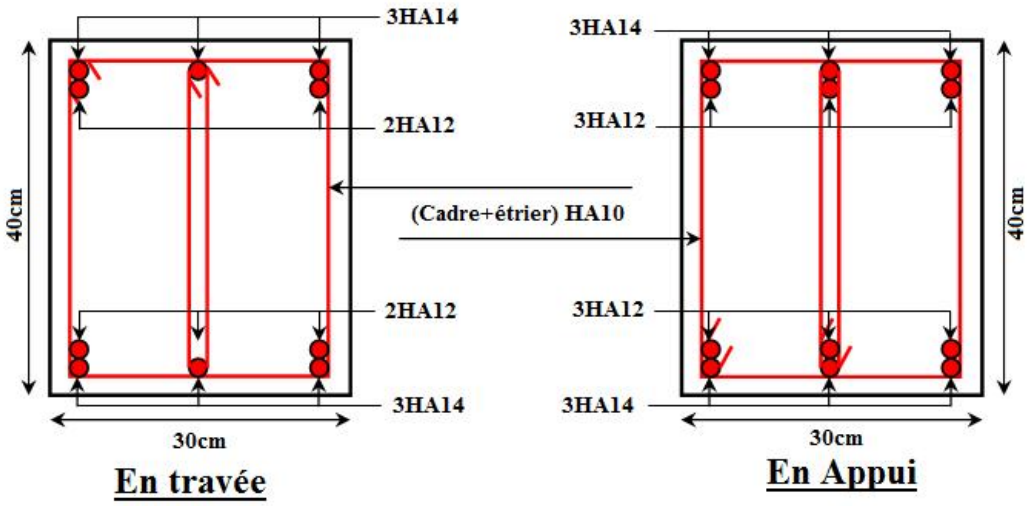


Fig. V.8. Schéma de ferraillage des poutres secondaires.

Remarque : le ferraillage des poutres secondaires est symétrique… *RPA 99 Article (7.5.2.1)*

V.3. Etude des voiles

Le RPA99/Version 2003 (article 3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis au voiles habituellement par les plancher qui jouent un rôle de diaphragme .Entre chaque voile la sollicitation ce répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation.

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 plus75%) 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).

Le voile travaille comme une console encastré 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 ferraillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP 2000/V14.2.2 dans l'ordre suivant

$$\begin{cases} 1.35G+1.5Q ; & G+Q+E ; & 0.8G+E \\ G+Q ; & G+Q-E ; & 0.8G-E \end{cases}$$

Dans le but d'éviter les modes de ruptures cités ci-dessus on doit respecter les modalités suivantes

- Pour les deux premiers modes de rupture, les sections des voiles doivent comporter suffisamment d'armatures verticale et horizontale.
- Pour le troisième mode il faut mettre des armatures transversales.

V.3.1.Recommandation du RPA 99/V2003

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

- ➢ $A_{\min} = 0.2\% \times L_t \times e$ avec L_f 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.
- ➢ à chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur /10 L 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

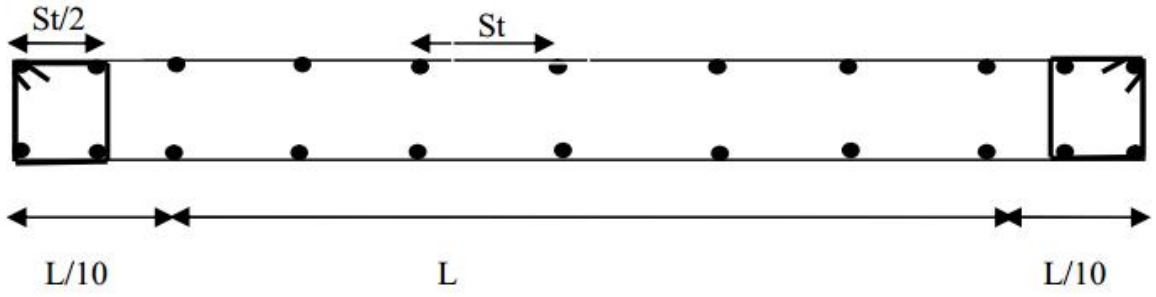


Fig. V.9. Disposition des armatures dans les voiles.

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$10\times¤$.

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 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 de 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 1 /10 de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1.5\times\sim;30cm)$ avec : 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 a :
  - $40¤$: Pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts et possible.
  - $20¤$: Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.3.2.Disposition des voiles

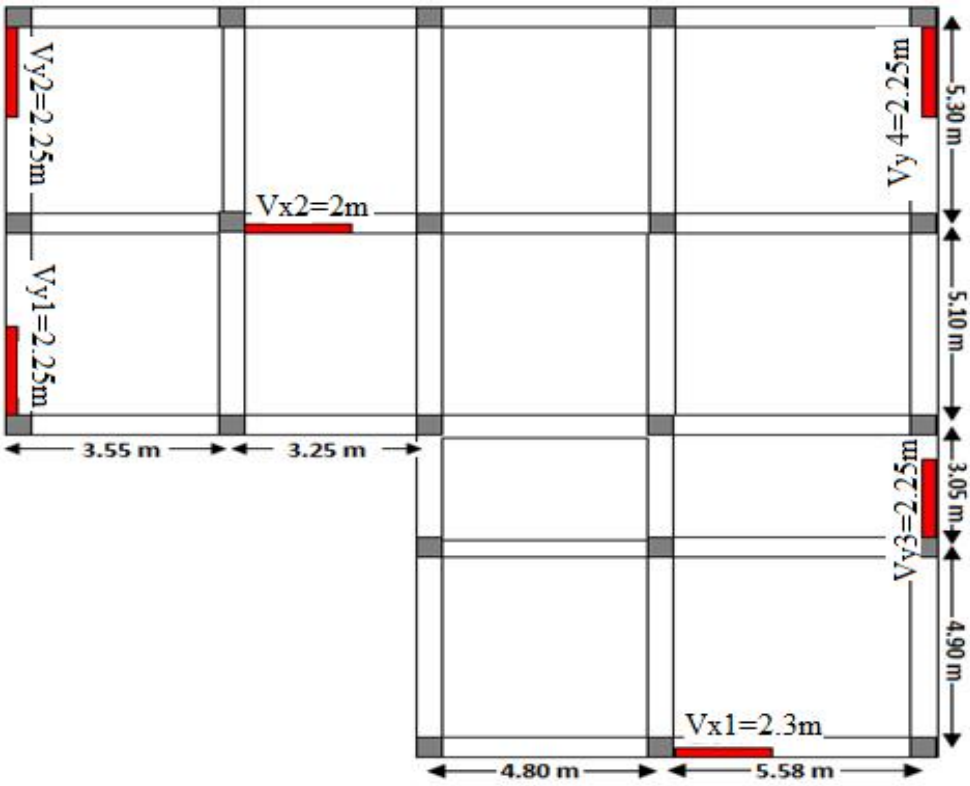


Fig. V.10. Schéma de répartition des voiles.

V.3.3.Calcul des sollicitations dans les différents types de voiles

Les sollicitations dans les voiles sont extraites du logiciel SAP 2000 /V14.2.2.

Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Sens x-x

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow Mcor$		$M_{max} \rightarrow Ncor$		$N_{min} \rightarrow Mcor$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{x1}	S-Sol 1et2	1699.814	1098.62	-1380.96	-44.84	-309.015	1341.15	263.93
	RDC	1360.523	473.55	474.02	1088.75	157.61	-460.30	239.72
	1ère et 2ème étage	1053.704	-40.87	-172.89	603.013	371.656	-160.77	137.60
	3ème et 4ème étage	799.45	7.87	109.83	720.19	276.234	-99.72	77.20
	5ème et 6ème étage	623.833	2.75	107.62	570.99	206.235	-104.21	67.44
	7ème et 8ème étage	413.157	118.48	-121.60	185.34	96.64	-121.27	57.94
	9ème et 10ème étage	178.38	102.95	125.99	44.82	11.71	-122.63	99.84

Tab. V.17. Sollicitations maximales dans le voile V_{X1}=2.3m à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow Mcor$		$M_{max} \rightarrow Ncor$		$N_{min} \rightarrow Mcor$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{x2}	S-Sol 1et2	1513.073	-210.08	-1064.10	687.22	309.319	-1011.83	362.84
	RDC	1611.164	21.69	626.14	1326.63	652.68	603.70	334.07
	1ère et 2ème étage	1383.60	1.39	278.61	1110.69	587.34	-278.05	218.30
	3ème et 4ème étage	1123.58	51.99	248.87	883.73	495.38	-186.73	201.54
	5ème et 6ème étage	881.80	69.123	188.17	692.363	389.92	-105.24	168.81
	7ème et 8ème étage	580.74	85.42	143.57	468.37	244.71	-40.80	130.56
	9ème et 10ème étage	216.46	90.73	154.40	200.36	66.06	44.82	104.52

Tab. V.18. Sollicitations maximales dans le voile V_{X2}=2m à tous les niveaux.

Sens y-y :

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow Mcor$		$M_{max} \rightarrow Ncor$		$N_{min} \rightarrow Mcor$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{y1}	S-Sol 1et2	888.953	-858.41	-858.41	888.953	52.48	675.94	222.663
	RDC	849.154	-600.18	-600.18	849.154	161.204	580.56	199.26
	1ère et 2ème étage	703.09	-65.183	-402.03	582.92	192.638	14.078	197.64
	3ème et 4ème étage	570.25	-38.37	-232.89	576.40	142.23	192.42	150.48
	5ème et 6ème étage	531.448	-147.29	-147.29	531.448	22.26	114.87	119.110
	7ème et 8ème étage	400.042	-103.94	-103.94	400.042	-37.85	77.05	83.05
	9ème et 10ème étage	172.026	-68.85	-68.85	174.026	-39.38	46.98	40.62

Tab. V.19. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1}=2.25m à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow Mcor$		$M_{max} \rightarrow Ncor$		$N_{min} \rightarrow Mcor$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{y1}	S-Sol 1et2	975.86	710.35	791.61	266.18	66.63	782.55	229.3
	RDC	881.142	-638.11	-638.11	881.142	195.98	557.90	195.54
	1ère et 2ème étage	827.39	-34.84	-374.87	685.15	245.65	31.61	190.22
	3ème et 4ème étage	683.39	-68.64	-249.12	649.40	190.031	169.38	145.93
	5ème et 6ème étage	599.89	-171.55	-171.55	599.89	60.71	92.31	119.13
	7ème et 8ème étage	447.128	132.61	-132.61	447.128	-14.48	55.95	85.56
	9ème et 10ème étage	191.149	-97.08	-97.68	191.149	33.055	26.30	42.94

Tab. V.20. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1}=2.25m à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow Mcor$		$M_{max} \rightarrow Ncor$		$N_{min} \rightarrow Mcor$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{y1}	S-Sol 1et2	1245.76	-173.96	-837.65	999.32	409.352	-5.82	290.071
	RDC	1441.83	-6.59	-658.68	1121.009	470.073	76.029	270.23
	1ère et 2ème étage	1253.51	-40.018	-483.95	1009.70	398.027	38.049	255.85
	3ème et 4ème étage	1028.36	4.52	298.12	418.62	341.91	45.17	218.51
	5ème et 6ème étage	217.63	137.04	333.84	90.77	44.20	262.73	178.25
	7ème et 8ème étage	541.21	36.17	127.072	349.56	214.74	49.879	102.88
	9ème et 10ème étage	203.553	50.09	141.54	119.69	73.65	131.06	87.83

Tab. V.21. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1}=2.25m à tous les niveaux.

	Niveaux	$N_{max} \rightarrow Mcor$		$M_{max} \rightarrow Ncor$		$N_{min} \rightarrow Mcor$		V_d (KN)
		N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
V_{y1}	S-Sol 1et2	1134.273	-650.081	841.028	478.96	200.91	805.44	263.47
	RDC	1230.83	45.78	-579.38	1136.70	368.917	534.27	184.89
	1ère et 2ème étage	1069.65	-22.98	-355.38	844.03	402.96	36.48	182.72
	3ème et 4ème étage	897.65	-58.65	-242.86	799.189	290.062	175.229	134.89
	5ème et 6ème étage	710.123	-65.435	-17627	707.007	152.28	99.172	118.87
	7ème et 8ème étage	518.604	-132.310	-132.310	518.004	49.72	47.17	93.43
	9ème et 10ème étage	226.45	-99.98	-99.98	226.45	-9.19	9.49	46.79

Tab. V.22. Sollicitations maximales dans le voile V_{y1}=2.25m à tous les niveaux.

V.3.4. Ferraillage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferraillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M » .Ces efforts sont tirés directement du SAP2000/V14.2.2 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes et on prend les plus défavorables

- Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{max} \rightarrow N_{correspondant}$
- Effort normal avec son moment correspondant : $N_{max} \rightarrow M_{correspondant}$
- Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{min} \rightarrow M_{correspondant}$

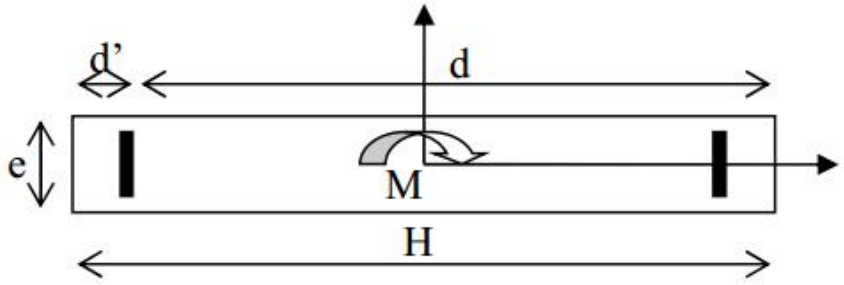


Fig. V.11. Schéma d'un voile plein.

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 la zone tendue.

$A_v^{\min} / ten = 0.2\% \times b \times L_t$

$A_v^{\min} / comp$: Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée.

$A_v^{\min} / comp = 0.1\% \times b \times L_c$

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^{cal} : 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 tendue.

- **Exemple de ferraillage**

On va exposer un seul exemple de calcul Vx2=2m de sous-sol et les autres seront résumés dans les tableaux.

- **Calcul sous N_{max} et M_{cor}**

A) Armatures verticales

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section (e×l). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99/V2003.

L = 2.3m, d = 2.20 m, e = 0.2 m.

$N_{\max} = 1699.81KN$ (Compression), $M_{Cor} = 1098.62KN.m$ (Combinaison G+Q+E x)

$e_G = \frac{M}{N} = 0.562m < \frac{l}{2} = 1.15m \Rightarrow$ (Le centre de pression est à l'intérieur de la section).

Il faut vérifier la condition suivante

$(a) \leq (b)$.....(1).

$(a) = (0.337 \times h - 0.81 \times d') \times b \times h \times f_{bu}$

$(b) = N_u \times (d - d') - M_{uA}$

$M_{uA} = M + N \times (d \times h/2) = 1098.62 + 1699.814 \times (2.25 - 2.3/2) = 2968.41KN.m$

$(0.337 \times 2.3 - 0.81 \times 0.05) \times 0.2 \times 2.3 \times 18.47 = 6.24MN.m$

$[1699.814 \times (2.25 - 0.05) - 2968.4] \times 10^{-3} = 0.771MN.m$

(1) n'est pas vérifiée.

Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$«_{bu} = \frac{M_{uA}}{e \times d^2 \times f_{bu}} = 0.161$$

$$«_{bu} < 0.186 \Rightarrow Pivot\ \text{A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{¥_s} = 400MPa$$

$a = 0.075$, Z=2.18m,

$$«_{bu} = 0.058 < 0.392 \Rightarrow A^{'} = 0$$

$$\Rightarrow A_l = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = 25.88cm^2 \ ; \ A_s = A_l - \frac{N}{f_e} = 25.88 - \frac{1699.814 \times 10^{-3}}{400} = 5.59cm^2$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferraillage de voile V x1 aux niveaux de deux sol.

$A_v / face = 5.59cm^2$

- **Calcul de la longueur de la partie tendue L_t**

$$L_t = \frac{± _{\min} \times L}{± _{\min} + ± _{\max}}$$

$$± _{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} \times V = \frac{1699.814 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.3} + \frac{1098.61 \times 10^{-3}}{0.202} \times 1 = 9.12MPa$$

$$± _{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} \times V = \frac{1699.814 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.3} - \frac{1098.61 \times 10^{-3}}{0.202} \times 1 = -1.73MPa$$

$$L_t = \frac{2.75 \times 2}{2.75 + 10.25} = 0.319m$$

B) Armatures horizontales

Elle se calcule selon la formule suivante

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{² _u}{0.8 \times f_e}$$; Vmax =263.93KN ; $$² _u = \frac{1.4 \times V_d}{e \times d} = \frac{1.4 \times 263.93 \times 10^{-3}}{0.2 \times 2.25} = 0.821MPa$$

Soit : $S_h = 0.15\text{cm} \Rightarrow A_h = 0.76cm^2$

- **Les vérifications nécessaires**

Vérification au Cisaillement

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon l'article du RPA99/version 2003 comme suit

$$² _{adm} = 0.2 f_{c28} = 5MPa$$

$$² _u = 0.821MPa < ² _{adm} = 5MPa$$

Vérification des sections minimales

$A_{\min(ZT)} = 0.2\% \times e \times L_t = 1.27cm^2$. ($A_{\min}$ en zone tendue par le RPA99/V2003).

$A_{\min(BAEL)} = 0.23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 5.43cm^2$. ($A_{\min}$ dans le voile par le BAEL).

$A_{\min(ZC)} = 0.1\% \times e \times (L - 2 \times L_t) = 3.32cm^2$. (A min en zone comprimée par le *RPA99/V2003.*

$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times L = 6.9cm^2$. ($A_{\min}$ en zone globale du voile par le RPA99/V2003).

Donc on ferraille avec : En zone tendue : $A_{v(ZT)} = 25.88cm^2$
On opte pour : 7HA16 + 4HA20 = 26.63cm²…….. (Schéma ferraillage Fig.V.12).
Les résultats de calcul des déférents voiles sont résumés dans les tableaux suivants

Niveaux		S-Sol 1&2	RDC	1ère et2ème étage	3ème et4ème étage	5ème et 6ème étage	7ème et 8ème étage
e (cm)		20	20	15	15	15	15
M(KN.m)		1098.61	473.55	-40.87	7.87	2.75	118.48
N(KN)		1699.814	1360.52	1053.704	799.45	623.833	413.157
V(KN)		263.92	239.72	137.60	77.20	67.44	57.94
Section		S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
²„ (MPa)		0.82	0.805	0.62	0.34	0.304	0.26
$A_{v\ cal}$/face (cm²)		25.88	24.72	13.83	10.12	8.89	7.09
$A_{v\ m}$/face (cm²)		5.59	9.2	6.9	6.9	6.9	6.9
A_v adopté/face (cm²)		4HA20+ 7HA16 = 26.63	4HA20+ 7HA16 = 26.63	10HA14 = 15.40	10HA12 = 11.30	10HA12 = 11.30	10HA12 = 11.30
S_t (cm)	Extrémité	13	13	13	13	13	13
	Milieu	26	26	26	26	26	26
A_h cal/face (cm²)		0.76	0.75	0.58	0.33	0.29	0.24
$A_{h\ min}$/face (cm²)		8.55	8.55	6.3	6.3	6.3	6.3
A_h adopté/face (cm²)		12HA10 = 9.48	12HA10 = 9.48	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90
S_t (cm)		28.5	30	28	28	28	28

Tab. V.23. ferraillage le voile Vx1=2.3m sur toute la hauteur.

Niveaux		Sous-sol 1&2	RDC	1ère et2ème étage	3ème et4ème étage	5ème et 6ème étage	7ème et 8ème Etage
e (cm)		20	20	15	15	15	15
M(KN.m)		-210.08	21.69	1.39	51.99	69.123	85.42
N(KN)		1513.073	1611.164	1383.60	1123.58	881.80	580.74
V(KN)		362.84	334.07	218.30	201.54	168.81	130.56
Section		S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
²„ (MPa)		1.40	1.28	1.13	0.97	0.809	0.805
$A_{v\ cal}$/face (cm²)		22.85	20.54	17.32	13.74	10.24	8.56
$A_{v\ minl}$/face (cm²)		8	8	8	6	6	6
A_v adopté/face (cm²)		4HA20+ 6HA16 =24.62	11HA16 = 22.11	10HA16 = 20.10	10HA12+ 2HA14 = 14.38	10HA12 = 11.30	8HA12 = 9.2
S_t (cm)	Extrémité	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
	Milieu	25	25	25	25	25	25
A_h cal/face (cm²)		1.76	1.21	1.06	0.91	0.75	0.75
$A_{h\ min}$/face (cm²)		8.55	8.55	6.3	6.9	6.9	6.9
A_h adopté/face (cm²)		12HA10 = 9.48	12HA10 = 9.48	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90
S_t (cm)		28.5	30	28	28	28	28

Tab. V.24. ferraillage le voile Vx2 = 2m sur toute la hauteur.

Sens y-y

Niveaux		Sous-sol 1&2	RDC	1ère et2ème étage	3èmeet4ème étage	5ème et 6ème étage	7ème et 8ème Etage
e (cm)		20	20	15	15	15	15
M(KN.m)		-858.41	-600.18	-65.183	-38.37	-147.29	-103.94
N(KN)		888.953	849.154	703.309	570.25	531.448	400.042
V(KN)		222.663	199.26	197.64	150.48	119.11	83.05
Section		S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$^2{}_u$ (MPa)		0.76	0.68	0.64	0.58	0.46	0.31
$A_{v\ cal}$/face (cm²)		20.73	17.06	14.38	13.48	11.58	10.32
$A_{v\ minl}$/face (cm²)		6.75	6.75	5.06	5.06	5.06	5.06
A_v adopté/face (cm²)		11HA16 = 22.11	10HA16 = 20.10	10HA14 = 15.40	10HA14 = 15.40	8HA12+ 2HA14 = 12.12	10HA12 = 11.30
S_t (cm)	Extrémité	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
	Milieu	25	25	25	25	25	25
A_h cal/face (cm²)		0.96	0.86	0.85	0.79	0.61	0.49
$A_{h\ min}$/face (cm²)		8.55	8.55	6.3	6.3	6.3	6.3
A_h adopté/face (cm²)		12HA10 = 9.48	12HA10 = 9.48	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90
S_t (cm)		28.5	30	28	28	28	28

Tab. V.25. Ferraillage du voile V_{y1}=2.25m sur toute la hauteur.

Niveaux		Sous-sol 1&2	RDC	1ère et2ème étage	3èmeet4ème étage	5ème et 6ème étage	7ème et 8ème Etage
e (cm)		20	20	15	15	15	15
M(KN.m)		710.35	-638.11	-34.84	-68.64	-171.55	-132.61
N(KN)		975.86	881.142	827.39	683.72	599.89	447.128
V(KN)		229.3	195.54	190.22	145.93	119.13	85.56
Section		S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$^2{}_u$ (MPa)		1.03	0.91	0.87	0.672	0.61	0.38
$A_{v\ cal}$/face (cm²)		21.26	19.86	15.14	14.54	12.04	10.64
$A_{v\ minl}$/face (cm²)		6.75	6.75	5.06	5.06	5.06	5.06
A_v adopté/face (cm²)		11HA16 = 22.11	10HA16 = 20.10	10HA14 = 15.40	10HA14 = 15.40	8HA12+ 2HA14 = 12.12	10HA12 = 11.30
S_t (cm)	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
	25	25	25	25	25	25	25
A_h cal/face (cm²)		0.986	0.87	0.82	0.63	0.51	0.66
$A_{h\ min}$/face (cm²)		8.55	8.55	6.3	6.3	6.3	6.3
A_h adopté/face (cm²)		12HA10 = 9.48	12HA10 = 9.48	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90
S_t (cm)		28.5	30	28	28	28	28

Tab. V.26. Ferraillage du voile V_{y2}=2.25m sur toute la hauteur.

Niveaux		Sous-sol 1&2	RDC	1ère et2ème étage	3èmeet4ème étage	5ème et 6ème étage	7ème et 8ème étage
e (cm)		20	20	15	15	15	15
M(KN.m)		-173.96	-6.59	-40.018	4.52	137.04	36.17
N(KN)		1245.76	1441.83	1245.51	1028.36	217.63	545.21
V(KN)		290.071	270.025	255.85	218.51	58.87	102.88
Section		S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$^{2}{}_{u}$ (MPa)		1.003	0.93	1.17	1.007	0.98	0.81
$A_{v\ cal}$/face (cm²)		18.47	18.13	16.33	12.92	11.34	10.65
$A_{v\ minl}$/face (cm²)		9	9	6.75	6.75	6.75	6.75
A_v adopté/face (cm²)		10HA16 = 20.10	10HA16 = 20.10	4HA16+ 6HA14 = 17.28	10HA14 = 15.40	8HA12+ 2HA14 = 12.12	10HA12 = 11.30
S_t (cm)	Extrémité	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
	Milieu	25	25	25	25	25	25
A_h cal/face (cm²)		1.38	1.73	1.32	0.94	0.87	0.66
$A_{h\ min}$/face (cm²)		8.55	8.55	6.3	6.3	6.3	6.3
A_h adopté/face (cm²)		12HA10 = 9.48	12HA10 = 9.48	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90
S_t (cm)		28.5	30	28	28	28	28

Tab. V.27. Ferraillage du voile V_{y3}=2.25m sur toute la hauteur.

Niveaux		Sous-sol 1&2	RDC	1ère et2ème étage	3èmeet4ème étage	5ème et 6ème étage	7ème et 8ème Etage
e (cm)		20	20	15	15	15	15
M(KN.m)		-650.081	-45.78	-22.98	-58.65	-132.310	-99.98
N(KN)		1134.273	1230.83	1069.65	897.65	518.604	226.45
V(KN)		263.47	184.98	182.72	134.89	93.43	-46.79
Section		S.P.C	S.P.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C	S.E.C
$^{2}{}_{u}$ (MPa)		0.94	0.639	0.63	0.62	0.43	0.32
$A_{v\ cal}$/face (cm²)		20.89	16.14	13.75	12.19	10.96	10.34
$A_{v\ minl}$/face (cm²)		6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75
A_v adopté/face (cm²)		2HA20+ 8HA16 = 22.36	4HA16+ 6HA14 = 17.28	10HA14 = 15.40	6HA12+ 4HA14 = 12.94	4HA12+ 7HA10 = 10.02	11HA10 = 8.64
S_t (cm)	Extrémité	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5	12.5
	Milieu	25	25	25	25	25	25
A_h cal/face (cm²)		1.02	0.80	0.80	0.79	0.58	0.29
$A_{h\ min}$/face (cm²)		8.55	8.55	6.3	6.3	6.3	6.3
A_h adopté/face (cm²)		12HA10 = 9.48	12HA10 = 9.48	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90	10HA10 = 7.90
S_t (cm)		28.5	30	28	28	28	28

Tab. V.28. Ferraillage du voile V_{y4}=2.25m sur toute la hauteur.

Avec :

S.P.C : Section Partiellement Comprimée
S.E.C : Section Entièrement Comprimée

Exemples de schéma de ferraillage du voile (V_{x1} = 2.30m) à la base

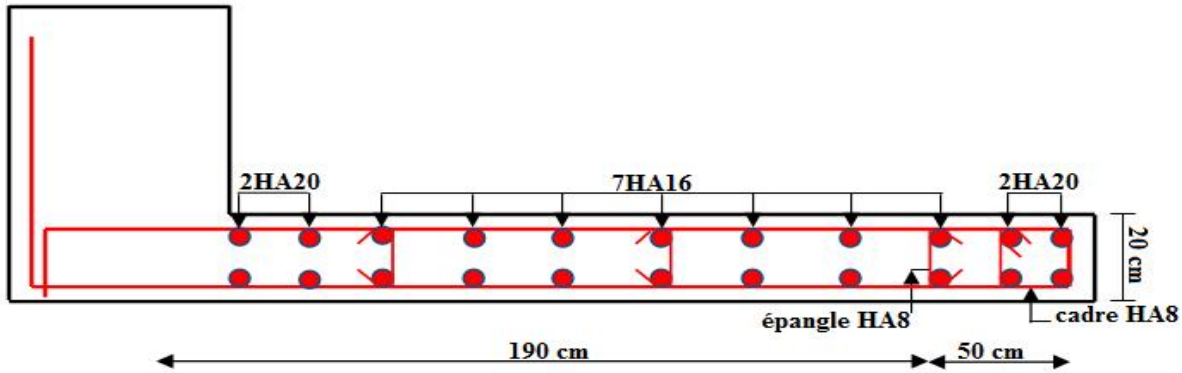


Fig. V.12. Schéma de ferraillage du voile V_{x1}.

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.

Les poteaux ont été calculés et ferraillés avec le logiciel SAP 2000/V14.2.2 et le minimum du RPA.

Les poutres sont ferraillées avec les sollicitations obtenues par le SAP2000.

Les voiles de contreventement ont été calculées à la flexion composée avec les sollicitations données par le SAP 2000/V14.2.2.

Les ferraillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/V2003 et du BAEL91.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

Introduction

Les fondations sont les éléments, de l'infrastructure qui ont pour objectif de supporter les charges de la superstructure et les transmettre au sol.

Elle constitue un ensemble rigide capable à répondre aux fonctions suivantes

- Réaliser l'encastrement de la structure.
- Transmettre la totalité des charges apportées par la super structure au sol d'assise.
- Limiter les tassements différentiels et les déplacements horizontaux relatifs des fondations qui pourraient réduire la résistance et la rigidité du système structurale.

VI.1. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix de type des fondations, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filante et le radier générale et enfin on opte pour le choix qui convient.

D'après le rapport de sol établi par le laboratoire, la contrainte du sol est de **1.2 bars.**

D'après le *RPA99/V2003 (Article10.1.4.1)* les fondations sont dimensionnées selon les combinaisons d'action suivantes : $G+Q\pm E$ $0.8\times G\pm E$

VI.2. Eudes des fondations

1. Vérification de la semelle isolée

Les poteaux étant de section rectangulaire, donc on choisit des semelles rectangulaires la vérification à faire est : $\frac{N}{S}\leq \bar{\pm}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

Avec : N- L'effort normal agissant calculé selon les combinaisons obtenu par le SAP2000/V14.

S : Surface d'appui de la semelle. $\bar{\pm}_{sol}=1.2bars$: Contrainte admissible du sol.

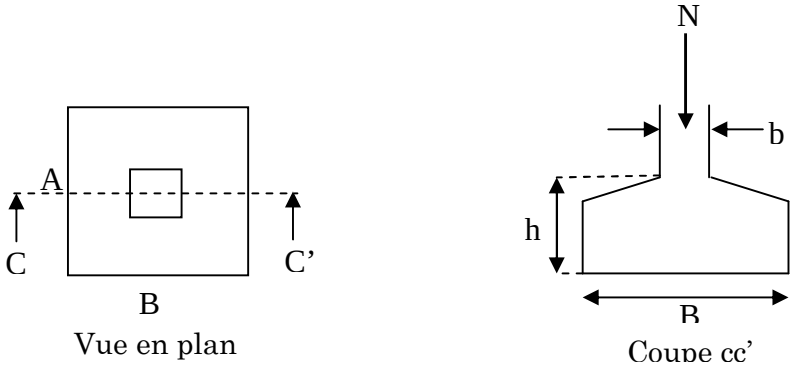


Fig.VI .1. Semelle isolée.

Le poteau le plus sollicité a une section rectangulaire (a×b), donc S = A×B

$N=4056.96\ KN$; $\bar{\pm}_{sol}=0.12MPa$

$$\Rightarrow \frac{N}{S} \leq \bar{\pm}_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\bar{\pm}_{sol}} \Rightarrow A \times B \geq \frac{N}{\bar{\pm}_{sol}} \quad \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots (1)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de A dans (1) et on trouve la valeur de B : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\bar{\pm}_{sol}}} = \sqrt{\frac{0.70}{0.65} \times \frac{4.05696}{0.12}} = 6.03m$

$\Rightarrow A = 5.60m$

D'après le résultat, On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, en tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans ce cas ne convient pas.

2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de cinq poteaux.

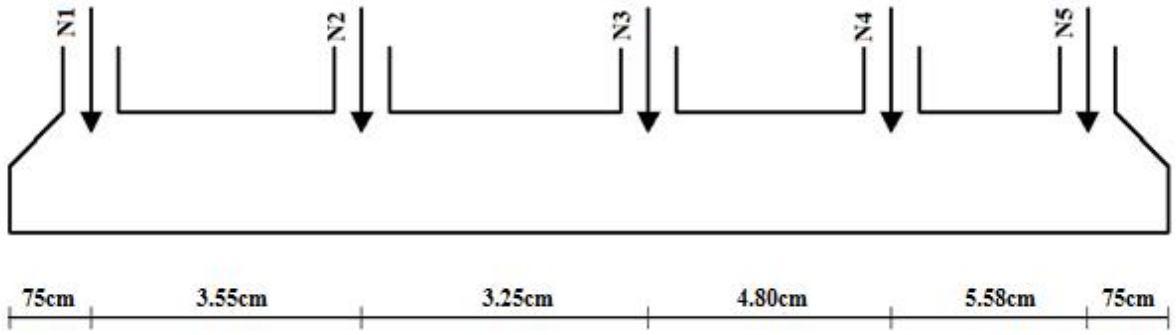


Fig.VI.2. Semelle filante.

Avec :

$$\left.\begin{array}{l} N_1 = 2172.775KN \ ; \ N_2 = 3718.496KN \\ N_3 = 3291.6KN \ ; \ N_4 = 3510.363KN \\ N_5 = 2909.141KN \end{array}\right\} \Rightarrow \sum N_i = 15602.375KN$$

Poids estimé de la semelle : $N_s = 5 \times 20 \Rightarrow N_s = 100KN$

Poids totale de la structure : $N = N_s + \sum N_i = 15702.375KN$

Donc : $\frac{N}{B \times L} \leq \bar{\pm}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\pm}_{sol} \times L} \Rightarrow B \geq \frac{15.702375}{0.12 \times 18.68} = 7.004m$

On à la largeur de la semelle égale à 7.004m, on remarque qu'il y aura un chevauchement entre les deux semelles, donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour ce cas, alors on passe au radier général.

3. Vérification du radier générale

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristique

- Un mauvais sol.
- Charges transmise au sol sont importante.
- Les poteaux rapprochés (petite trame).

3.1. Pré dimensionnement

❖ **La condition de coffrage**

La plus grande portée entre deux éléments de contreventement est L_{max} = 5.58m

Nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{558}{10} = 55.8cm \Rightarrow$ Soit : h_t = 60cm

Dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{558}{20} = 27.9cm \Rightarrow$ Soit : h_r = 30cm

❖ **Vérification de condition de rigidité**

$L_{max} \leq \frac{®}{2} \times L_e$; Avec : $L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

l_e : longueur élastique.

E : module d'élasticité du béton, E = 32164200KPa

I : inertie de la section du radier.

K : coefficient de raideur du sol.

K= { 0.5 Kg/cm^3 Très mauvais sol ; 4 Kg/cm^3 Sol moyen ; 12 Kg/cm^3 Très bon sol

Dans notre cas on a un sol moyen donc K= 4 Kg/cm^3 =4.10^4 KN/m^3

b : largeur de radier, on prend une bande de 1 m.

On a : $\begin{cases} h_t = 60cm \\ I = 0.018m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 2.758m \\ L_{max} = 5.58m > \frac{®}{2} \times L_e = 4.332m \end{cases} \Rightarrow$ Non vérifiée

On redimensionne les nervures avec h_t = 85cm

Tel que : $\begin{cases} h_t = 85cm \\ I = 0.0511m^4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} L_e = 3.581m \\ L_{max} = 5.58m < \frac{®}{2} \times L_e = 5.626m \end{cases} \Rightarrow$ C'est vérifiée

❖ **La surface du radier**

$\frac{N'}{S_{rad}} \leq \overline{\pm}_s \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N'}{\overline{\pm}_s}$; N' = N_{ser} + P_{radier}

Avec : N_{ser} : Donnée par le SAP2000/V14 P_{radier} : Le poids de radier

N'= 40876.732+3147.54 = 44024.27KN

Donc : $S_{rad} \geq \frac{N'}{\pm_s} = \frac{44024.27 \times 10^{-3}}{0.12} \Rightarrow S_{rad} \geq 366.86 m^2$

Or la surface du bâtiment est : $S_{bat} = 419.67 m^2$

On opte pour : $S_{rad} = S_{bat} \Rightarrow S_{rad} = 419.67 m^2$

3.2. Vérifications nécessaires

- **Vérification au poinçonnement**

Le calcul se fait pour le poteau le plus sollicité, on doit vérifier la condition suivante

$Q_u \leq 0.045 \times «_c \times h \times \frac{f_{c28}}{¥_b} \Rightarrow$ ..... *CBA93 (article A.5.2.4.2).*

Avec : h: Hauteur total de radier.

$«_c$: Périmètre du contour cisaillé projeté sur le plan moyen du radier.

$«_c = (a + b + 2h) \times 2 \Rightarrow «_c = (0.65 + 0.70 + 2 \times 0.85) \times 2 \Rightarrow «_c = 6.1m$

Q_u : Charge de calcul à l'ELU pour le poteau le plus sollicité (Q_u=4056.96KN)

Donc : Q_u = 4056.96KN < $0.045 \times 6.1 \times 0.85 \times \frac{25000}{1.5}$ = 3888.75KN ⇒ condition non vérifiée.

Pour que cette condition soit vérifiée, il nous faut une hauteur : h_t = 90cm

Q_u = 4056.96KN < $0.045 \times 6.3 \times 0.9 \times \frac{25000}{1.5}$ = 4252.5KN ⇒ condition vérifiée.

- **Vérification de la contrainte du sol**

<u>Sens x-x</u>

$\pm_{max,min} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_X Y_G}{I_X}$

N': Poids totale de la structure :

N' = Ns + P_{radier} +P (vp) N'= 40876.732+3147.54+887.05 = 44911.32KN

M_Y, M_X: Moments sismique à la base.

D'après le programme GEOSEC, on a les caractéristiques suivantes

I_{xx}=20228.30 m^4 et X_G=8.72 m Iyy=10649.27m^4 et Y_G= 12.02 m

M_x=3973.80 KN.m M_y=3834.54 KN.m

$\pm_{max} = \frac{44911.32}{419.67} + \frac{4853.182 \times 12.02}{20228.30} = 109.81 KN/m^2$

$\pm_{min} = \frac{44911.32}{419.67} - \frac{4853.182 \times 12.02}{20228.30} = 104.05 KN/m^2$

$\pm_{max}$ et $\pm_{min}$ sont supérieur de zéro donc répartition trapézoïdale des contraintes, il faut vérifier : $\pm_m = \frac{3\pm_{max} + \pm_{min}}{4} < \pm_{sol}$ ..... *DTR BC 2.33.1 (Art 5.541(a))*

$$\pm_m = \left(\frac{3\times 109.81 + 104.05}{4}\right)\times 10^{-3} = 0.1083MPa < \pm_{sol} = 0.12MPa$$

Donc : La contrainte vérifiée dans le sens x-x.

Sens y-y

$$\pm_{max,min} = \frac{N}{S_{radier}} \pm \frac{M_Y X_G}{I_Y}$$

$$\pm_{max} = \frac{44911.32}{419.67} + \frac{4649.55\times 8.725}{10649.27} = 110.73KN/m^2$$

$$\pm_{min} = \frac{44911.32}{419.67} - \frac{4649.55\times 8.725}{10649.27} = 103.13KN/m^2$$

$$\pm_m = \left(\frac{3\times 110.73 + 103.13}{4}\right)\times 10^{-3} = 0.1088MPa < \pm_{sol} = 0.12MPa$$

Donc : La contrainte vérifiée dans le sens y-y.

- **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon le *RPA99/v2003 (Art : 10.1.5)*, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \le \frac{B}{4}$

- Sens x-x : $e = \frac{4853.182}{44911.32} = 0.108m < \frac{17.48}{4} = 4.37m$ ..... Vérifiée
- Sens y-y : $e = \frac{4649.55}{44911.32} = 0.103m < \frac{18.34}{4} = 6.01m$ ..... Vérifiée

Donc il n'y a pas risque de renversement.

- **Vérification de la poussé hydrostatique**

Il faut assurer que : $N \ge F_s \times H \times S_{rad} \times ¥_w$

Avec : N : Le poids de la superstructure sans le poids du radier a l'ELU.

F_s : coefficient de sécurité (F_s = 1.5).

H : la hauteur d'ancrage du radier (H= 5.70 m).

$¥_w$: Poids volumique d'eau ($¥_w = 10KN/m^2$).

56289.96KN ≥ 1.5×5.70×420×10=35910KN ..... C'est vérifié.

- **Vérification au cisaillement**

$$²_u = \frac{V_u}{b\times d} \le \bar{²} = \min(0.1 f_{c28}; 3MPa)$$

On considéré une bande de largeur b = 1ml.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{max} \times b}{2\times S_{rad}} = \frac{56289.96\times 5.58\times 1}{2\times 420} = 373.92KN$$

$d = 0.9\times h_{rad} = 0.9\times 45 = 40.5cm$

$^{2}{}_{u} = \frac{373.92\times10^{-3}}{1\times0.405} = 0.923MPa < \bar{2} = 2.5MPa$ ..... Condition vérifiée

3.3. Ferraillage

3.3.1. La dalle du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferraillage pour tout le radier de dimension :

Lx = 5.58m ; Ly = 5.30m, On fait le calcul pour une bande de 1 m.

- **Calcul des sollicitations à l'ELU**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \Rightarrow q_u = \frac{56289.98}{420} \Rightarrow q_u = 134..02KN/m^2$$

N_u : Effort normal (avec le poids du radier)

$$° = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow ° = 0.949 \Rightarrow \begin{cases} «_x = 0.0428 \\ «_y = 0.8450 \end{cases} \text{ ..... (Annexe1)}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_0^x = «_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 178.60KN.m \\ M_0^y = «_y \times M_0^x = 150.92KN.m \end{cases}$$

Moments en travées $\begin{cases} M_t^x = 0.85\times M_0^x = 151.81KN.m \\ M_t^y = 0.85\times M_0^y = 128.28KN.m \end{cases}$

Moments en appui : $M_a^x = M_a^y = -0.5\times M_0^x = -89.3KN.m$

Le ferraillage se fera pour une section ($b\times h_r$) = (1×0.30) m².

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

On a des HA $f_eE400 \Rightarrow °_0 = 0.0008$; hr = 30cm ; b = 100cm ; $°$ =0.949 ; d=0.27 cm

- En appui : $A_x^{min} = A_y^{min} = 0.23\times b\times d\times\frac{f_{t28}}{f_e} = 3.26cm^2$
- En travée : $\left.\begin{matrix} h_r > 12cm \\ ° > 0.4 \end{matrix}\right\} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = °_0 \times \frac{3-°}{2}\times b\times h_r \\ A_y^{min} = °_0 \times b\times h_r \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{min} = 2.46cm^2 \\ A_y^{min} = 2.4cm^2 \end{cases}$

- **Espacement des armatures**

On vérifie que $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 2.4cm^2 > 0.79cm^2$ ..... C'est vérifiée.

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous

Sens		M (KN.m)	A_{calc} (cm²)	A_{min} (cm²)	A_{adop} (cm²/ml)	S_t (cm)
Sens x-x	Travée	151.81	17.55	2.46	10HA16 = 20.11	10
	Appui	89.3	9.95	3.26	10HA12 = 11.31	10

Sens y-y	Travée	128.28	14.62	2.4	09HA16 = 18.10	12
	Appui	89.3	9.95	3.26	10HA12 = 11.31	10

Tab.VI.1 Résumé des résultats de ferraillages du radier.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$\left.\begin{aligned} \tau_u = \frac{V_u}{b\times d} \le \bar{\tau} = 0.05\times f_{c28} = 1.25MPa. \\ V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 249.27KN. \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2}\times\frac{1}{(1+\frac{\alpha}{2})} = 240.86KN. \end{aligned}\right\} \Rightarrow V_{\max} = 249.27KN$$

$$\tau_u = \frac{249.27\times10^{-3}}{1\times0.27} \Rightarrow \tau_u = 0.92MPa < 1.25MPa \text{ .....C'est vérifié}$$

- **Vérification à l'ELS**

$q_s = 106.93KN/m$

$$\alpha = 0.949 \Rightarrow \nu = 0.2 \quad \Rightarrow \quad \left.\begin{aligned} \mu_x = 0.0491 \\ \mu_y = 0.9087 \end{aligned}\right\} \text{ ..... (Annexe 1)}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 163.47KN.m \\ M_0^y = \mu_y \times M_0^x = 148.54KN.m \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85\times M_0^x = 138.94KN.m \\ M_t^y = 0.85\times M_0^y = 126.26KN.m \end{cases}$$

$$M_a^x = M_a^y = -0.5\times M_0^x = -81.73KN.m$$

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I}\times y \le \bar{\sigma}_{adm} = 0{,}6\times f_{c28} = 15MPa.$

$$\sigma_s = 15\times\frac{M_{ser}}{I}\times(d-y) \le \bar{\sigma}_s = \min(2/3f_e,\ 150\times\eta) = 240\text{MPa}$$

Avec : $y = \frac{b\times y^2}{2} + 15(A_s + A_s')\times y - 15\times(d\times A_s + d'\times A_s') = 0$

$$I = \frac{b_0\times y^3}{3} + 15\times\left[A_s\times(d-y)^2 + A_s'\times(y-d')^2\right]$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci dessous

Sens		M (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	Observation
x-x	Travée	138.94	12.38	274827.55	7.20	233.64	vérifiée
	Appui	-81.73	9.72	173919.09	5.09	238.09	vérifiée
y-y	Travée	126.26	11.85	253205.44	6.48	231.04	vérifiée
	Appui	-81.73	9.72	173919.09	5.09	238.09	vérifiée

Tab.VI.2. Vérification des contraintes de la dalle du radier.

- **Schéma de ferraillage du radier**

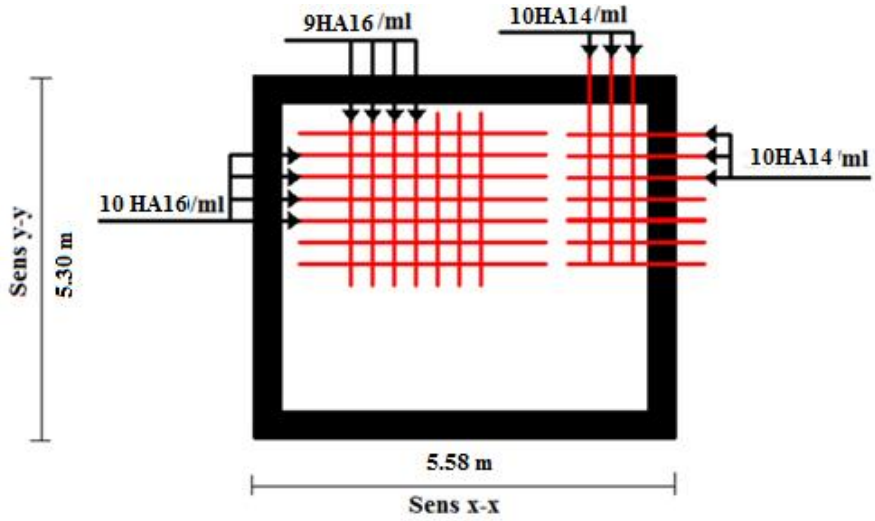


Fig.VI.3. Schéma de ferraillage de la dalle du radier.

3.3.2. Calcul des nervures

- **Les sollicitations sur les nervures**

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- Charge triangulaire : $P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P : charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- Charge trapézoïdale : $P = (1 - \frac{°^2}{3}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

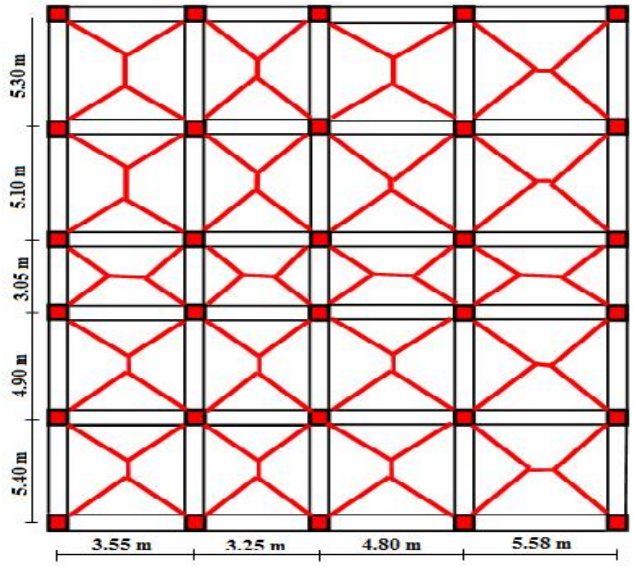


Fig.VI.4. Schéma de rupture de la dalle du radier

On prend deux types de nervures les plus chargées.

q_u =134.02KN/m² ; qs = 106.93KN/m

- **Calcul des sollicitations**

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

Moments en travée

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2}(l - x) \qquad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

L'effort tranchant max : $V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l}$

Sens x-x $P_1 = \frac{q \times l_x}{3}$; $P_1' = \frac{q \times l_x}{3}$; $P = P_1 + P_1'$

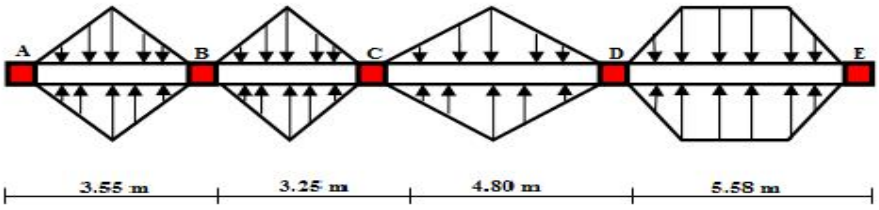


Fig.VI.5. Sollicitations sur la nervure dans le sens x-x.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)	V_{max} (KN)
				M_g	M_d			
A-B	3.55	3.55	317.18	0	349.55	2.08	689.70	1434.90
B-C	3.25	2.6	232.30	349.55	429.47	1.43	588.32	
C-D	4.80	3.84	343.09	429.47	1064	2.40	1418.90	
D-E	5.58	5.58	445.96	1064	0	2.36	1935.24	

Tab.VI.3. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELU.

Travée	l_x(m)	l'_x(m)	P (KN/m)	M_a (KNm)		X (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	3.55	3.55	253.06	0	278.89	2.08	520.27
B-C	3.25	2.6	185.34	278.89	342.66	1.43	469.003
C-D	4.80	3.84	273.74	342.66	964.62	2.40	1204.40
D-E	5.58	5.58	355.34	964.62	0	2.36	1706.78

Tab.VI.4. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens x-x à L'ELS.

Sens y-y

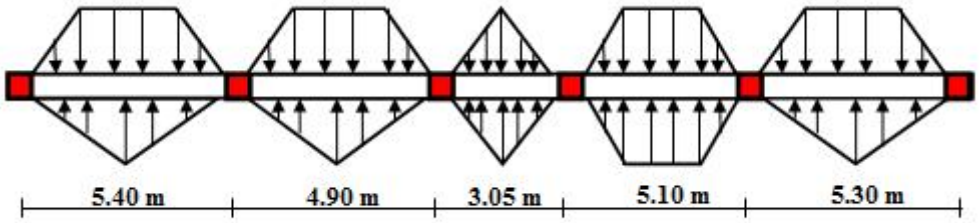


Fig.VI.6. Sollicitations sur la nervure dans le sens y-y.

Les résultats de calcul sont résumés dans les tableaux ci-dessous

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)	V_{max} (KN)
				M_g	M_d			
A-B	5.40	5.40	430.91	0	1123.56	3.18	1982.67	1371.52
B-C	4.90	3.92	351.22	1123.56	449.92	1.47	1503.39	
C-D	3.05	2.44	218.005	449.92	502.76	1.31	639.63	
D-E	5.10	4.08	363.62	502.76	1101.13	2.44	1588.13	
E-F	5.30	5.30	423.82	1101.13	0	2.15	1881.84	

Tab.VI.5. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELU.

Travée	l_x (m)	l'_x (m)	P (KN/m)	M_a (KN.m)		X (m)	M_t (KN.m)
				M_g	M_d		
A-B	5.40	5.40	343.77	0	896.04	3.18	1741.43
B-C	4.90	3.92	279.79	896.04	358.49	1.47	1198.028
C-D	3.05	2.44	173.93	358.49	400.70	1.31	401.74
D-E	5.10	4.08	289.77	400.70	878.08	2.44	1265.96
E-F	5.30	5.30	338.06	878.08	0	2.15	1500.95

Tab.VI.6. Sollicitations de la nervure du radier dans le sens y-y à L'ELS.

- **Ferraillage**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

h = 85cm ; h_0 = 45cm ; b_0 =60cm ; d =80cm.

$$b_1 \le \min(\frac{l_y}{10};\frac{l_x}{2}) \Rightarrow b_1 \le \min(\frac{5.30}{10};\frac{5.58}{2})$$

$$b_1 \le \min(2.79;0.53)$$

$$soit: b_1 = 50cm$$

Donc : $b = b_1 \times 2 + b_0 = 160cm$

Les résultats de ferraillage sont résumés dans le tableau ci-dessous

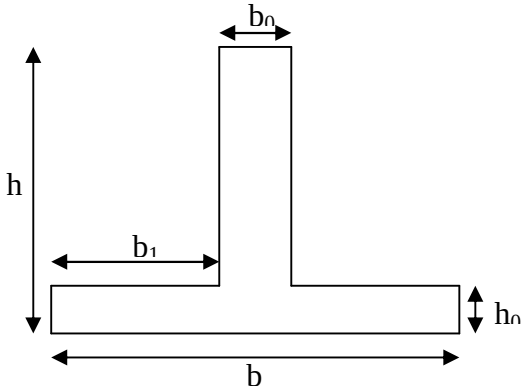


Fig.VI.7. Section à ferrailler

Sens	Localisation	M_u (KN.m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
x-x	Travée	1935.24	56.59	15.45	8HA25+8HA20= 64.40
	Appui	1064	40.16	15.45	4HA25+8HA20 = 44.76
y-y	Travée	1982.67	61.23	15.45	12HA20+4HA25 = 60.87
	Appui	1123.56	43.32	15.45	4HA25+8HA20 = 44.76

Tab.VI.7. Résumé des résultats de ferraillage des nervures.

Vérifications

1/. A l'ELU

- **Vérification de l'effort tranchant**

Sens x-x:

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} < \overline{\tau_u} = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5MPa$$

$$\tau_u = \frac{1434.90 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.80} = 1.12MPa < 2.5MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{C'est vérifié}$$

Sens y-y:

$$\tau_u = \frac{1371.52 \times 10^{-3}}{1.6 \times 0.80} = 1.07MPa < 2.5MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\text{C'est vérifié}$$

2/. A l'ELS

- **État limite de compression du béton**

Il faut vérifier que :

$$\begin{cases} \sigma_b = \dfrac{M_{ser}}{I} \times y \le \overline{\sigma_b} = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa. \\ \sigma_s = 15 \times \dfrac{M_{ser}}{I} \times (y - d) \le \overline{\sigma_s} = 240MPa. \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Sens		M (KN.m)	y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$	Observation
x-x	Travée	1706.78	30.10	2689942.95	7.747	264.329	Non vérifiée
	Appui	964.62	22.053	3021318.63	6.173	264.309	Non vérifiée
y-y	Travée	1741.43	27.709	4653886.1	8.265	256.338	Non vérifiée
	Appui	896.04	25.328	3929164.55	7.101	250.938	Non vérifiée

Tab.VI.8. Vérification des contraintes des nervures du radier.

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section d'acier.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Sens		Nouvelle section As (cm²)	y (cm)	I (cm⁴)	$\pm_{bc}(MPa)$	$\pm_{s}(MPa)$	Observation
x-x	Travée	12HA25+4HA20=71.48	27.709	4653886.104	7.314	226.828	Vérifiée
	Appui	10HA20+4HA25=51.06	24.138	3587105.141	5.691	215.247	Vérifiée
y-y	Travée	16HA25 = 78.54	28.774	4994974.32	7.997	234.394	Vérifiée
	Appui	8HA25+8HA20 = 64.4	26.563	4298385.802	6.807	224.636	Vérifiée

Tab.VI.9. Vérification des contraintes de la dalle du radier après redimensionnement de la section d'acier.

On remarque que toutes les contraintes sont vérifiées.

- **Armatures transversales**

$$¤_t \le \min(\frac{h}{35};\frac{b_0}{10};¤_l) \Rightarrow ¤_t \le \min(25.7mm;60mm;25mm) = 25mm \quad ; \text{Soit} : ¤_t = 10mm$$

Soit : 4HA10 = 3.14cm² $\Rightarrow$ (2Cadre)

- **Espacement des aciers transversaux**

$$S_t \le \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (²_u - 0.3 f_{t28})} = \frac{0.8 \times 3.14 \times 400}{60 \times (1.12 - 0.3 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \le 15.019cm$$

$$S_t \le \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow S_t \le \min(76.5;40cm) \Rightarrow S_t \le 40cm$$

$$S_t \le \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3.14 \times 400}{0.4 \times 60} \Rightarrow S_t \le 52.33cm$$

On prend S_t = 10cm en zone nodale et 15cm en travée.

Schémas de ferraillage des nervures

Sens x-x

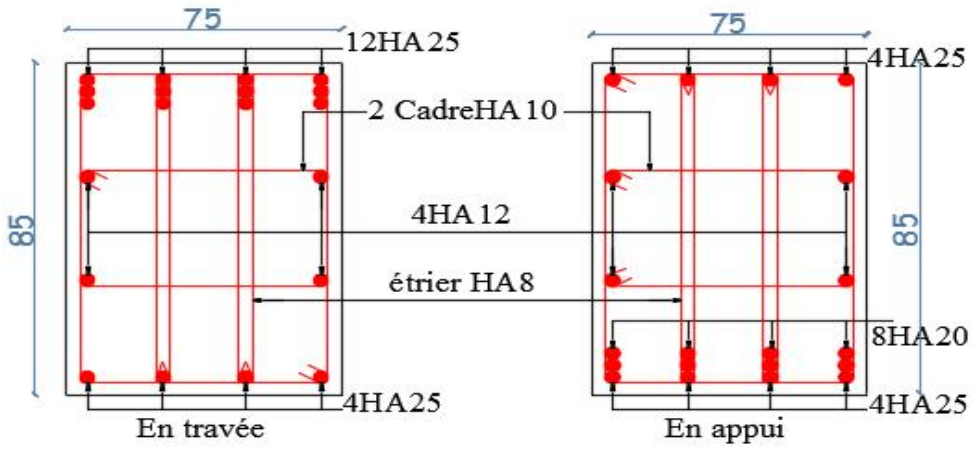


Fig.VI.8. Schéma de ferraillage des nervures (x-x)

Sens y-y

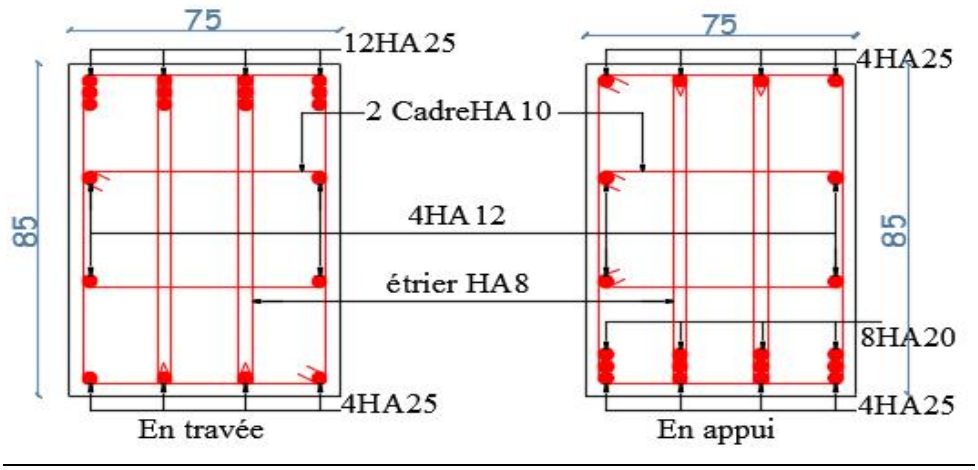


Fig.VI.9. Schéma de ferraillage des nervures (y-y)

VI.5. Etude du mur adossé

Le mur adossé est un ouvrage réalisé en béton armé, destiné à soutenir l'action des poussées des terres en équilibre stable.

Dans notre cas le mur adossé est soumis à la poussée des terres uniquement. q=10KN/m²

VI.5.1. Caractéristiques géotechniques du sol

- Le poids spécifique : ¥ =15.5 KN/m³
- L'angle de frottement : φ = 40°
- La cohésion : c = 0.15 bars

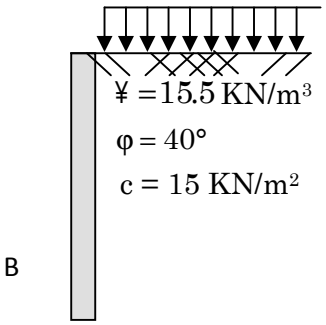


Fig. VI.10. Schéma du mur adossé

VI.5.2. Combinaison de calcul

Le calcul se fait à l'ELU selon la combinaison d'action fondamentale suivante

$$1{,}35\ G_{max} + G_{min} + 1{,}5\ Q$$

Avec : G_{max} : actions permanentes dont l'effort est défavorable.

G_{min} : actions permanentes dont l'effort est favorable.

Q : la surcharge (due à la route).

Remarque : Pour plus de sécurité on néglige l'effet de la cohésion car elle est favorable et elle disparait à long terme.

VI.5.3. Calcul des contraintes

a) Calcul de la poussée des terres sur le rideau :

A la base du rideau : la pression $\pm = A \times ¥ \times h$

A : est le coefficient de poussée donnée par le tableau de Caquot-Kérisel

¨ : est l'angle de frottement interne.

¥ : Poids spécifique des terres. σ_H =0.162x15.5x5.70 =14.33 KN/m²

b) Calcul de la poussée des terres due à la surcharge q sur le sol

σ_q =A x q x h =0.162 x10 x5.70= 9.23 KN/m²

A l'ELU :

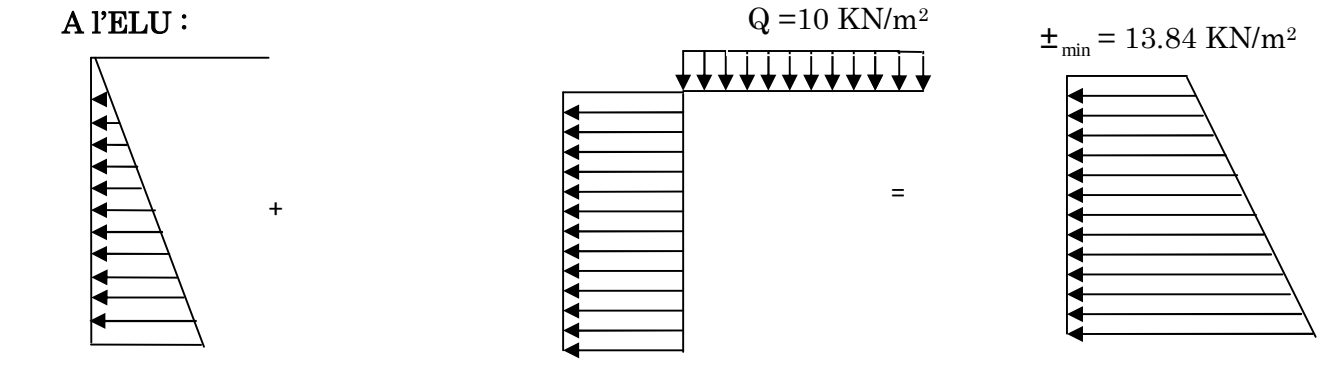


Fig.VI.11. La répartition des contraintes sur le mur

$$\sigma_{moy} = \frac{3\times\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 28.34 KN/m^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 28.34 KN/m^2$$

VI.5.4. Le ferraillage du mur

Pour le ferraillage de mur on prend le panneau le plus défavorable.

a) Calcul des sollicitations

Le mur est s'appuyé sur la structure (poteau – poutre) la transmission des charges se fait comme pour une dalle sur quatre appuis.

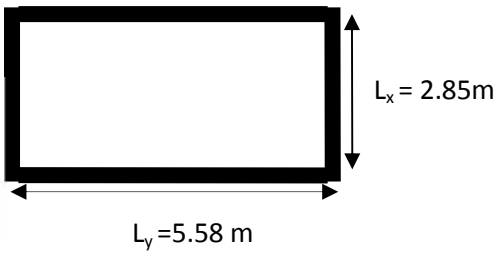
$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.51 > 0.4$ ⇨ La dalle porte dans les deux sens L_x et L_y $\begin{cases}\mu_x = 0.0951\\ \mu_y = 0.2500\end{cases}$

b) Ferraillage

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m à l'ELU : $(\nu = 0)$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 21.89\ KN.m \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 5.47\ KN.m \end{cases}$$

Moments en travées $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 18.60\ KN.m \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 4.65\ KN.m \end{cases}$



Moments aux appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 10.94\ kN.m$ **Fig.VI.12.** Dalle sur quatre appuis

Le ferraillage se fait pour une section b×h = (1×0.20) m²

Les résultats du ferraillage sont résumés dans le tableau suivant :

Localisation	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculée (cm²)	A_a calculée (cm²)	A_t adoptée (cm²)	A_a adoptée (cm²)
Sens xx	18.60	10.94	7.27	4.18	7T12 = 7.91	6T10 = 4.74
Sens yy	4.65	10.94	1.74	1.02	5 T10 =3.95	5 T10 =3.95

Tab.VI.10. Tableau de ferraillage de mur adossé

c) Vérification à l'ELU

Espacement des armatures

Sens x-x: $S_t \leq$ min (3e, 33cm)= 33cm ; on adopte S_t = 25cm.

Sens y-y : $S_t \leq$ min (4e, 45cm)= 45cm ; on adopte S_t = 25cm.

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_u = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{18.60 \times 5.58}{2} = 51.89KN$$

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{51.89 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.43MPa$$

$$\bar{\tau} = \min(0.1 \times f_{c28}; 3MPa) = 2.5MPa \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{Fissuration nuisible.}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}$ => Condition vérifiée

A L'ELS

$$\sigma_{max} = G + Q = 23.56\ KN/m^2 \qquad \sigma_{min} = Q = 9.23\ KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 19.97\ KN/m^2$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0987 \\ \mu_y = 0.3758 \end{cases} \ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots\ldots \textit{Annexe 1}$$

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u = 16.009\ kN.m \\ M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y = 6.01\ kN.m \end{cases}$$

Moments en travées $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 M_{0x} = 13.60\ kN.m \\ M_{ty} = 0.85 M_{0y} = 5.11\ kN.m \end{cases}$

Moments aux appuis $M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_{0x} = 8.00\ kN.m$

d) Vérification à l'ELS

- Calcul des contraintes

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous

Sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	$\pm\ _{bc}$ (MPa)	$\pm\ _{s}$ (MPa)	Observations
Travée x-x	13.60	6.81	25070.20	3.95	184.36	Vérifiée
Travée y-y	5.11	5.78	15204.15	2.11	106.24	Vérifiée
Appuis	8.00	5.87	15943.10	2.54	134.45	Vérifiée

Tab.VI.11. Vérification des contraintes.

Sections d'armatures adoptées :

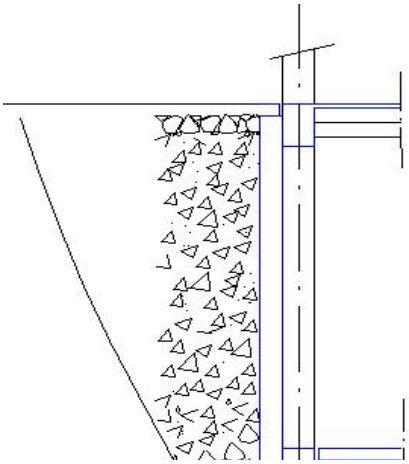
Sens xx : En travée : A =7T14 =10.78 cm²

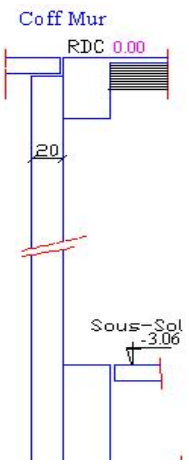
En appui : A = 6T10 = 4.74 cm²

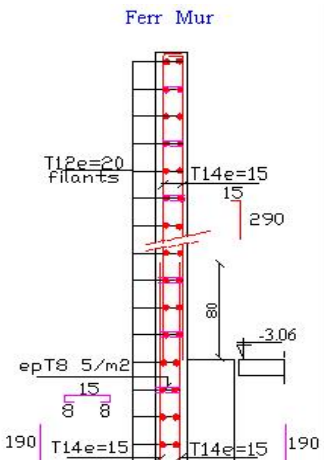
Sens yy : En travée : A= 5T12 = 5.65 cm²

En appui : A = 6T10 = 4.74 cm²

VI.5.5. Schéma de ferraillage du mur adossé







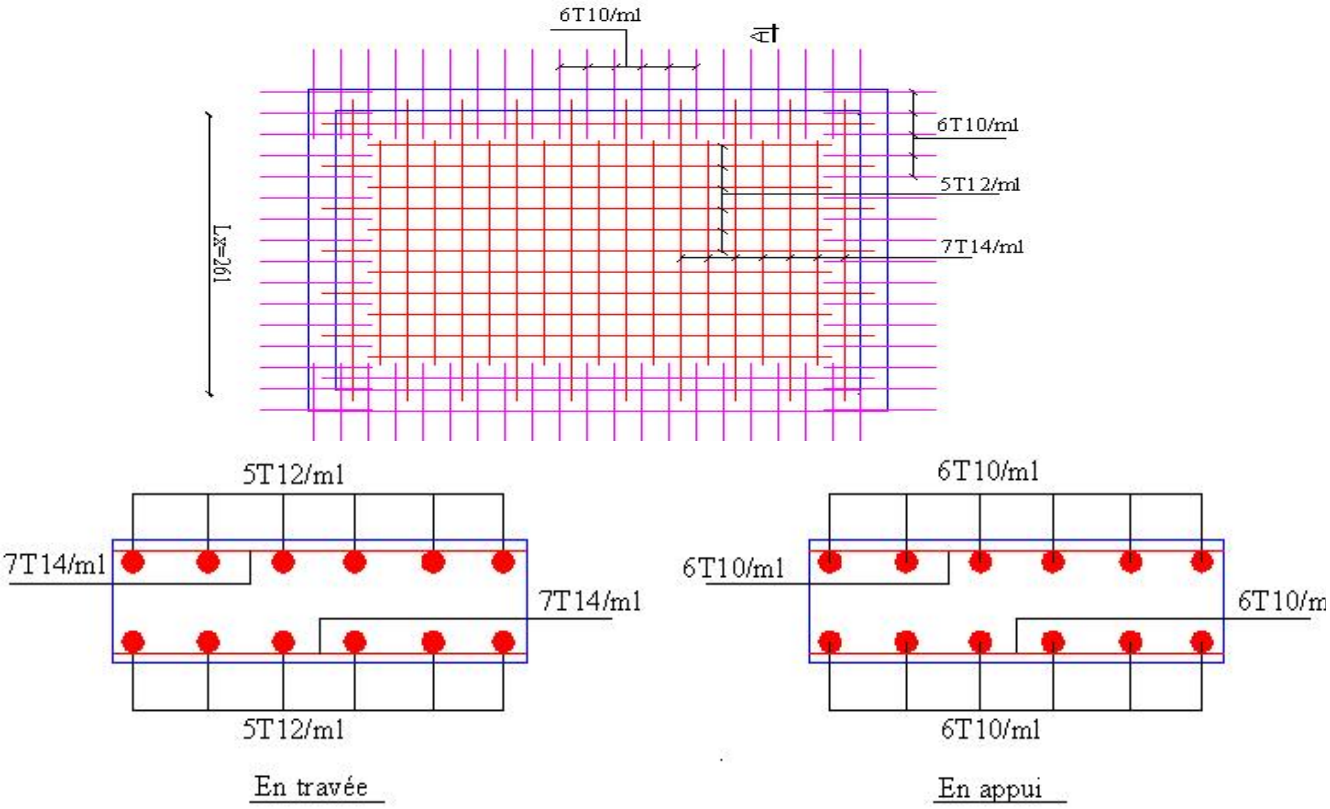


Fig.VI.13. Schéma de ferraillage du mur adossé

Conclusion

Plusieurs techniques sont disponibles pour fonder les bâtiments, il faut effectuer un choix au regard d'arguments techniques (qualité du sol et caractéristiques du bâtiment) et économiques (coût relatif des différentes solutions possibles).

Pour notre structure, vue la capacité portante du sol et pour éviter le chevauchement des semelles filantes, le radier est le type de fondation le plus adéquat.

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet constitue une synthèse d'un ensemble de connaissances acquises durant les cinq années de formation, il nous a permis de toucher aux véritables difficultés que peut rencontrer un ingénieur civil pour le choix du model de calcul à considérer. Le projet nous à permis aussi de constater une difficulté particulière dans le choix de la disposition des voiles, et cela est dû à la forme irrégulière de la structure ainsi que l'insuffisance des emplacements disponibles pour leurs dispositions, et on a pu aussi débuter avec le logiciel SAP2000 version 14.

Cette étude nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi lesquelles on a pu retenir ce qui suit

- La modélisation doit, autant que possible englober tout les éléments de la structure secondaire soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ses contraintes architecturales influentes directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle primordial pour la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction [voile- portique].
- La justification de l'interaction et de la période de vibration de la structure permet de réduire le cout de réalisation.
- Les bouts de voiles provoquent une concentration des efforts au niveau des poutres et des poteaux adjacents.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Enfin, notre souhait le plus chère est de voir notre travail servir pour les futures promotions.

Annexes

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_X}{L_Y}$	ELU $\upsilon = 0$		ELS $\upsilon = 0.2$	
	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	0.0956	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	0.4065	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique P = 1 s'exerçant sur une surface réduite u × v au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension

Lx × Ly

Avec Lx < Ly.

$\rho = 0.9$

	u/lx v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
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 réelles des armatures
(En cm^2)

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	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Références bibliographiques

- Document technique règlementaire **(DTR BC 2.2)**.
- Règles Parasismiques Algériennes, (**RPA 99/version 2003)**.
- Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites **(BAEL91)**.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé **(CBA93)**.
- Cours de béton armé, de L3 et M1 (Génie civil).
- **DTR BC2.331** (Règle De Calculs Des Fondations Superficielles).
- Anciens mémoires de fin d'étude.

Plans de la structure