



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

*Université Abderrahmane Mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de Génie Civil*

Mémoire de fin d'étude

*En Vue d'obtention d'un Diplôme de Master en Génie Civil
Option : Structures.*

*Etude d'un hôtel (R+9+sous-sol) en béton armé
Contreventé par un système mixte (Voiles - Portiques).*

Réalisée par :

M^{lle} BOUCHENEB Kamelia

M^{lle} SAHIR Kahina

Encadré par :

M^r KHEFFACHE

Jury :

M^r BRARA

M^{Mme} BOUNOUNI

2020/2021

Remerciement

Nous tenons à remercier toutes les personnes qui ont contribué au succès de notre travail et qui nous ont permis de rédiger notre mémoire de fin d'études. Nous remercions **M. KHEFFACHE TOUFIK** notre encadrant qui a grandement contribué à la réalisation de ce travail, pour sa disponibilitésa patience et ses judicieux conseils qui nous ont donné la possibilité d'aller loin dans nos réflexions.

A toutes ces personnes qui nous ont aidé à relever des défis et aller loin dans nos compétences, on vous dit MERCI.

Dédicaces

Je dédie ce travail a :

A mon cher père **Abderazak**, source d'amour, d'affection, de générosité et de sacrifice. Tu étais toujours là près de moi pour me soutenir, m'encourager et me guider avec précieux conseils. Que ce travail soit le témoignage des sacrifices que tu n'as jamais cessé de déployer pour mon éducation et mon instruction. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour et l'admiration que je porte au grand homme que tu es. Puisse Dieu le tout puissant, te préserver et t'accorder santé longue vie et bonheur.

A ma très chère mère **Zahoua**, source de ma vie, d'amour et de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance. Puisse Dieu le tout puissant t'accorder meilleur santé et longue vie et bonheur.

A mon très cher frère **Idir** et sa femme **Sabrina**.

A ma très chère sœur **Sylia** et son mari **Fares**.

A mon petit cher frère **Allaoua**.

Pour leurs patiences, soutien et leurs sentiments d'amour. Que Dieu vous garde et illumine vos chemins.

A la petite **Dihia** source de bonheur de la famille. Que Dieu te protège.

A tout la famille **BOUCHENEB** et **BOUAZIZ**.

A mon encadreur monsieur **KHEFFACHE Toufik** qui m'as dirigé au long de mon travail.

A tous mes professeurs mon profonde respect.

A ma chère binôme **Kahina**.

A mes meilleurs amis : Meriem, Faiza, Silia avec qui J'ai partagé tous les moments de bonheur.

A tous mes amis et mes collègues.

BOUCHENEB Kamelia

Dédicaces

Je dédie ce travail à :

*A mon cher père **Farid**, source d'amour, d'affection, de générosité et de sacrifice. Tu étais toujours là près de moi pour me soutenir, m'encourager et me guider avec précieux conseils. Que ce travail soit le témoignage des sacrifices que tu n'as jamais cessé de déployer pour mon éducation et mon instruction. Aucune dédicace ne saurait exprimer l'amour et l'admiration que je porte au grand homme que tu es. Puisse Dieu le tout puissant, te préserver et t'accorder santé longue vie et bonheur.*

*A ma très chère mère **Lila**, source de ma vie, d'amour et de tendresse et l'exemple du dévouement qui n'a pas cessé de m'encourager et de prier pour moi. Aucune dédicace ne saurait être assez éloquente pour exprimer ce que tu mérites pour tous les sacrifices que tu n'as cessé de me donner depuis ma naissance. Puisse Dieu le tout puissant t'accorder meilleur santé et longue vie et bonheur.*

*A mes très chères frères **Ghilas** et **Islam**.*

*A ma très chère sœur **Zoubida** et son mari **Meziane**, et leur enfants **Wissam** et **Fisdayas**.*

*A ma petite sœur **Dyhia**.*

Pour leurs patiences, soutien et leurs sentiments d'amour. Que Dieu vous garde et illumine vos chemins.

A tous mes cousins et mes cousines.

*A toute la famille **SAHIR** et **TAMART**.*

*A mon encadreur monsieur **KHEFACHE Toufik** qui m'as dirigé au long de mon travail.*

A tous mes professeurs mon profond respect.

*A ma chère binôme **Kamelia***

*A mes meilleurs amis : **Meriem**, **Lydia**, **Silia** avec qui J'ai partagé tous les moments de bonheur.*

*A mon ami **L. Jugurtha** qui m'a soutenu durant toute la période de mon travail.*

A tous mes amis et mes collègues.

SAHIR Kahina.

La liste les figures

Chapitre I : généralité

Figure I.1 : vue en plan RDC et 1 ^{er} étage	2
Figure I.2 : La vue en plan	2
Figure I.3 : coupe transversale.....	2
Figure I.4 : façade principale	3
Figure I.5 : la façade postérieure	3
Figure I.6 : Diagramme contraintes- déformations du béton	6
Figure I.7. Diagramme contraintes- déformations d'acier	8

Chapitre II : Pré dimensionnement et étude des éléments secondaires

Partie I : Pré dimensionnement

Figure II.1.1. Coupe transversale du plancher à corps	10
Figure II.1.2. Disposition des poutrelles de RDC et 1 ^{er} étage	11
Figure II.1.3. Disposition des poutrelles des plans 2 ^{eme} au 9 ^{eme} étage	12
Figure II.1.4. Coupe transversale de la poutrelle	12
Figure II.1.5. coupe d'une poutrelle	13
Figure II.1.6. Coupe transversal de l'acrotère	15
Figure II.1.7. Schéma d'un escalier	15
Figure II.1.8. Schéma statique de l'escalier type1.....	16
Figure II.1.9. Schéma statique de l'escalier type 2	17
Figure II.1.10. Coupe du voile en élévation	17
Figure II.1.11. La surface plancher RDC	25
Figure II.1.12. La surface plancher 1 ^{er} étage	26
Figure II.1.13. La surface terrasse inaccessible	26
Figure II.1.14. La surface les autres niveaux	26

Partie II : Etude des éléments secondaires

Figure II.2.1. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	49
Figure II.2.2. Schéma de ferrailages de DP1.....	51
Figure II.2.3. Schéma de la cage d'ascenseur	54
Figure II.2.4. Schéma de ferrailage de la dalle de l'ascenseur	56
Figure II.2.5. Schéma statique avec le chargement	56
Figure II.2.6. Schéma de ferrailage l'escalier de type 1	58
Figure II.2.7. Schéma statique de la poutre palière	58

Figure II.2.8. Schéma de ferrailage de la poutre palière	61
Figure II.2.9. Coupe transversale de l'acrotère	62
Figure II.2.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère	65
Figure II.2.11. Schéma statique de la poutre de chaînage	65
Figure II.2.12. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage	67

Chapitre III : Etude dynamique

Figure III.1. Spectre de réponse	71
Figure III.2. Vue en 3D la structure modéliser	71
Figure III.3. La disposition des voiles	72
Figure III.4. Premier mode de déformation (translation suivant x) (T=0,99)	72
Figure III.5. Deuxième mode de déformation (rotation suivant y) (T=0,888 s)	73
Figure III.6. Troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T=0,784s)	73

Chapitre IV : Etude des éléments structuraux

Figure IV.1. Zone nodale	80
Figure IV.2. Section de poteau	84
Figure IV.3. Moments résistants au niveau de la zone nodale.....	92
Figure IV.4. Schéma des contraintes	98
Figure IV.5. Schéma de ferrailage du voile V_{x3}	100

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

Figure V.1. Dimension de radier	102
Figure V.2. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée	103
Figure V.3. Schéma de ferrailage de radier	107
Figure V.4. Schéma de nervure dans le sens x-x	108
Figure V.5. Schéma de nervure dans le sens y-y	109
Figure V.6. Coupe d'une nervure	110
Figure V.7. Schéma de ferrailage de nervure	111
Figure V.8. Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique	112
Figure V.7. Schéma de ferrailage de voile périphérique	114

La liste les tableaux

Chapitre II : Généralité

II.1. Partie I : Pré dimensionnement des éléments

Tableau II.1.1. Dimensionnement des dalles pleines	14
Tableau II.1.2. Dimensionnement des voiles	17
Tableau II.1.3. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux	19
Tableau II.1.4. Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible à corps creux	19
Tableau II.1.5. Évaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux	19
Tableau II.1.6. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine	19
Tableau II.1.7. Évaluation des charges revenant à la dalle pleine.....	20
Tableau II.1.8. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.....	20
Tableau II.1.9. Evaluation des charges dans les murs intérieurs.....	20
Tableau II.1.10. Charge permanente et d'exploitation revenant aux paliers	21
Tableau II.1.11. Évaluation des charges revenant aux volées.....	21
Tableau II.1.12. Poids propre des poteaux supposés	22
Tableau II.1.13. la descente de charge de poteau C-3	23
Tableau II.1.14. La descende de charge de poteau E-3	27
Tableau II.1.15. Vérification de la résistance à la compression simple	30
Tableau II.1.16. Vérification de stabilité de forme	31

Partie II : Etude des éléments secondaires

Tableau II.2.1. Les déférents types de poutrelles	32
Tableau II.2.2. Les sollicitations de la poutrelle type1	34
Tableau II.2.3. Les sollicitations de la poutrelle type2	34
Tableau II.2.4. Les sollicitations de la poutrelle type3.....	34
Tableau II.2.5. Les sollicitations de la poutrelle type4	35
Tableau II.2.6. Les sollicitations de la poutrelle type1	36
Tableau II.2.7. Les sollicitations de la poutrelle type2	36
Tableau II.2.8. Les sollicitations de la poutrelle type3	36
Tableau II.2.9. Les sollicitations de la poutrelle type1	37
Tableau II.2.10. Les sollicitations de la poutrelle type2	37
Tableau II.2.11. Les sollicitations de la poutrelle type4	38
Tableau II.2.12. Les sollicitations de la poutrelle type1	38
Tableau II.2.13. Les sollicitations de la poutrelle type2	39

Tableau II.2.14. Les sollicitations de la poutrelle type3	39
Tableau II.2.15. Les sollicitations maximales de différentes poutrelles	40
Tableau II.2.16. Les sollicitations maximales	40
Tableau II.2.17. Ferrailage des poutrelles de tous les étages	43
Tableau II.2.18. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.....	45
Tableau II.2.19. les nouvelles sections pour les plancher	47
Tableau II.2.20. Vérification la flèche pour tous les niveaux	47
Tableau II.2.21. Schéma de ferrailage des poutrelles	48
Tableau II.2.22. Ferrailage de la dalle sur 3 appuis en flexion simple	50
Tableau II.2.23. Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis	50
Tableau II.2.24. les différents types de dalles pleins	51
Tableau II.2.25. Ferrailages des différents types de dalles pleins	51
Tableau II.2.26. vérification des efforts tranchants des différents panneaux	52
Tableau II.2.27. vérification des contraintes à L'ELS	52
Tableau II.2.28. ferrailage la dalle à la flexion simple	54
Tableau II.2.29. les résultats de calcul de la contrainte	55
Tableau II.2.30. les sollicitations dans l'escalier	57
Tableau II.2.31. Ferrailages les escaliers	57
Tableau II.2.32. Vérification des contraintes en travée et en appui	57
Tableau II.2.33. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple	59
Tableau II.2.34. Vérification des contraintes à L'ELS	60
Tableau II.2.35. Les sollicitations de calcul	62
Tableau II.2.36. Résumé ferrailage l'acrotère	64
Tableau II.2.37. Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple	65
Tableau II.2.38. Vérification des contraintes à ELS	66

Chapitre III : Etude dynamique

Tableau III.1. Valeur des pénalités	70
Tableau III.2. Période de vibration et taux de participation des masses modales	73
Tableau III.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base	74
Tableau III.4. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	74
Tableau III.5. Interaction sous charge verticale	75
Tableau III.6. Interaction sous charge horizontale	75
Tableau III.7. Vérifications des déplacements relatifs	76
Tableau III.8. vérification de vis à vis de l'effet $P - \Delta$	77

Tableau III.9. Vérification de L'effort normale réduit des poteaux	77
---	----

Chapitre IV : Etude des éléments structurant

Tableau IV.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux	80
Tableau IV.2. Sollicitations dans les différents poteaux	81
Tableau IV.3. Sollicitations dans les différents poteaux	82
Tableau IV.4. Calcul des armatures transversales pour les poteaux	83
Tableau IV.5. Vérification du flambement	84
Tableau IV.6. Vérifications des contraintes dans le béton des poteaux	85
Tableau V.7. Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux	85
Tableau IV.8. Schéma de ferrailage des poteaux	86
Tableau IV.9. Ferrailage des poutres principales (30×55) cm ²	88
Tableau IV.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm ²	88
Tableau IV.11. Vérifications des contraintes tangentielles.....	89
Tableau IV.12. Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement	89
Tableau IV.13. Vérifications de l'état limite de compression du béton	90
Tableau IV.14. Schéma de ferrailage des poutres	14
Tableau IV.15. Les moments résistants dans les poteaux	92
Tableau IV.16. les moments résistants dans les poutres principales	93
Tableau IV.17. les moments résistants dans les poutres secondaires	93
Tableau IV.18. Vérification des zones nodales selon le sens principal	93
Tableau IV.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire	94
Tableau IV.20. Les sollicitations revenant aux voiles $V_{x1}, V_{x2}, V_{x3}, V_{x4}, V_{y1}, V_{y2}, V_{y3}$ et V_{y4}	95
Tableau IV.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{x3} dans tous les niveaux	99
Tableau IV.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux	99

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

Tableau V.1. Ferrailage de radier	106
Tableau V.2. Vérification des contraintes à l'ELS	107
Tableau V.2. Vérification des contraintes à l'ELS	107
Tableau V.4. Sollicitation dans les nervures selon des deux sens	109
Tableau V.5. Ferrailage des nervures	110
Tableau V.6. Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier	110
Tableau V.7. Sections d'armatures du voile périphérique	113
Tableau V.8. Vérification des contraintes dans les voiles périphériques	114

Table des matières

Introduction générale

Chapitre I : Généralité

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation du projet.....	1
I.3. Caractéristique architecturale et géométrique.....	1
I.4. Caractéristiques structurales.....	3
I.5. Règlements et normes utilisés	5
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.7. Actions et sollicitations.....	8

Chapitre II : Pré dimensionnement et études des éléments secondaires

Partie I : Pré dimensionnement

II.1.1. Introduction.....	10
II.1.2. Planchers.....	10
II.1.2.1. Planchers corps creux.....	10
II.1.2.2. Disposition des poutrelles.....	11
II.1.2.3. Plancher dalle pleine.....	13
II.1.3. Pré dimensionnement de l'acrotère.....	15
II.1.4. Escaliers.....	15
II.1.5. Pré dimensionnement des voiles	17
II.1.6. Pré dimensionnement des poutres.....	18
II.1.8. L'évaluation des charges et surcharges.....	19
II.1.8.1. La descente de charge.....	22
II.1.8.2. Vérifications pour le poteau C-3.....	25
II.1.8.3. Vérifications du poteau E-3.....	30

Conclusion

Partie II : études des éléments secondaires

II.2.1. Introduction.....	32
II.2.2. Étude des poutrelles	33
Schéma de ferrailage.....	48
II.2.3. Etude dalle de compression.....	49
Schéma de ferrailage.....	49
II.2.4. Étude de plancher a dalle plein	49

Schéma de ferrailage.....	50
II.2.5. etude de dalle ascenseur.....	53
Schéma de ferrailage.....	55
II.2.6. Étude des escaliers.....	56
Schéma de ferrailage type 1	57
II.2.7. Etude de la poutre palière.....	58
Schéma de ferrailage.....	60
II.2.8. Étude de l'acrotère.....	61
Schéma de ferrailage.....	64
II.2.9. Etude de la poutre de chainage.....	65
Schéma de ferrailage.....	67

Conclusion

Chapitre III : Etude dynamique

III.1. Introduction	68
III.2. Le choix de type de contreventement	68
III.3. La méthode de calcul.....	68
III.4. Le spectre de réponse de calcul.....	70
III.4.1 Définition du spectre de réponse de calcul	70
III.5. Méthode d'analyse dynamique	71
III.5.1. Modélisation de la structure	71
III.6. La disposition des voiles.....	72
III.6.1. Analyse du comportement de la structure.....	72
III.7. Vérification de la résultante de la force sismique et la période dynamique.....	74
III.8. Vérification de l'interaction.....	74
III.8.1. Sous charge verticale.....	75
III.8.2. Sous charge horizontal.....	75
III.9. Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux	76
III.10. Justification vis à vis de l'effet $\square - \Delta$	76
III.11. Vérification de l'effort normal réduit	77

Conclusion

Chapitre IV : Etude des éléments structurants

IV.1. Introduction.....	79
IV.2. Etude des poteaux.....	79

IV.2.1. La recommandation du RPA99/2003	79
IV.2.2. Les sollicitations dans les poteaux	81
IV.2.3. Calcule le ferrailage.....	81
IV.2.4. Vérification nécessaire.....	83
Schéma de ferrailage.....	86
IV.3. Etude des poutres.....	86
IV.3.1. Recommandations du RPA99/Version 2003.....	87
IV.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres.....	87
IV.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99.....	88
Schéma de ferrailage.....	90
IV.3.4. Vérification de la zone nodale.....	92
IV.4. Etude des voiles.....	94
IV.4.1. Recommandations du RPA99/Version 2003.....	94
IV.4.2. Sollicitation et ferrailage des voiles.....	96
IV.4.3. Calcul le ferrailage.....	97
Schéma de ferrailage.....	100

Conclusion

Chapitre V : Etude de l'infrastructure

V.1. Introduction	101
V.2. Reconnaissance du sol	101
V.3. Choix du type de fondation.....	101
V.4. Radier général	102
V.4.1. Caractéristique géométrique du radier	102
V.4.2. Vérifications nécessaires.....	103
V.4.3. Ferrailage du radier	105
V.4.4. Vérification de l'effort tranchant.....	106
V.4.5. Vérification les contraintes.....	106
V.5. Etude les nervures.....	108
V.5.1. Calcul des sollicitations.....	109
V.5.2. Calcule le ferrailage.....	109
V.5.3. Armatures transversales.....	110
V.5.4. Vérification à L'ELU.....	110
Schéma de ferrailage.....	111
V.6. Etude du voile périphérique	111

V.6.1. Dimensionnement.....	111
V.6.2. Evaluation des charges et surcharges.....	112
V.6.3. Calcul du ferrailage.....	112
Schéma de ferrailage.....	114

Conclusion générale

Annexes

Bibliographie

Symboles Et Notations

A', A_{ser} : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement.

A : Coefficient d'accélération de zone.

e : Epaisseur de voile.

B : Aire d'une section de béton.

B_r : Section réduite.

B, b : La largeur (m).

A_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage.

C : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

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

f_j : La flèche correspondant à j.

f_g : La flèche correspondant à g.

f_q : La flèche correspondant à q.

f_v : La flèche correspondant à v.

Δf_t : La flèche totale.

Δf_{adm} : La flèche admissible.

G : Action permanente.

h_f : Hauteur totale du plancher.

h_0 : Epaisseur de la dalle de compression.

h_e : Hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

I_j^f : Moment d'inertie correspondant à j.

I_g^f : Moment d'inertie correspondant à g.

I_q^f : Moment d'inertie correspondant à q.

I_v^f : 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_s : Distance entre nus de poutrelles.

L_y : 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.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : Moment isostatique.

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

M_j : Moment correspondant à j.

Symboles Et Notations

M_g : Moment correspondant à g.

M_q : Moment correspondant à q.

N_s : Effort normal de service.

N_u : 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_{rad} : Surface du radier (m^2).

S_t : Espacement des armatures.

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

V : Effort tranchant.

W : Poids propre de la structure.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

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

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

f_e : Limite d'élasticité.

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

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_{bc} : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson

σ_j : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

γ_b : Coefficient de sécurité.

γ_w : poids volumique de l'eau KN/m^3

γ : poids volumique de sol KN/m^3

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

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

τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

ζ : Facteur d'amortissement.

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

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Introduction générale

Le génie civil est le domaine d'activité dont l'objectif est la construction d'ouvrage, il concerne la création, l'amélioration (rénovation, restructuration, réhabilitation) et la protection des structures et des constructions utiles pour l'environnement de la population.

L'ingénieur en génie civil doit appliquer le règlement en vigueur afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage, le choix d'un système de contreventement est fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes d'architectures, et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Notre travail consiste à l'étude d'un bâtiment en (R+9+sous-sol), contreventé par un système mixte (voiles-portiques) conformément aux règles parasismiques algériennes en vigueur. Nous avons structuré cette étude en cinq chapitres : ou nous avons présenté un bref résumé comme suit :

- Le premier chapitre donne les caractéristiques de la structure ainsi que celles des matériaux utilisés (béton et acier).
- Le deuxième chapitre : qui contient deux parties :

Partie I : Un Pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux a été fait.

Partie II : Les calculs des éléments secondaires : les poutrelles, les balcons, les escaliers et l'acrotère ont été calculé et ferrailé en tenant compte des sollicitations auxquelles ils doivent répondre.

- Au troisième chapitre nous avons fait une étude dynamique pour notre structure. Cette dernière a été donc modélisée à l'aide du logiciel « ETABS V16.1 » et une disposition optimale des voiles a été adoptée. Cette disposition est en accord avec le règlement parasismique algérien.
- Le quatrième chapitre ou nous avons présenté étude des éléments structuraux qui sont les poteaux, les poutres et les voiles.
- Le choix du type de fondation qui convient à notre structure en tenant compte des caractéristiques du site en place ainsi que celles de notre structure fait l'objet du cinquième chapitre.

Nous terminons, notre travail par une conclusion générale.

I.1. Introduction

Pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique, l'ingénieur doit avoir des Connaissances de base sur les quelles prend appui dans l'étude d'un bâtiment.

A cet effet, on consacre ce chapitre pour la description du projet et l'étude des caractéristiques des matériaux utilisés.

I.2. Présentation du projet

Le projet qui fait objet de notre mémoire consiste à faire l'étude génie civil d'un hôtel de dix étages (R+ 9) avec sous-sol le tout sur onze niveaux, implanté à SOUK EL TENNIN wilaya de Bejaia, est situé sur un terrain plat sur la côte littorale du sahel.

Il est limité au nord par une piste carrossable, au sud par la RN09, à l'Est par des campings de toile N°13 et à l'Ouest par des campings de toile N°15.

D'après les règles parasismiques algériennes (**RPA99/version2003**), la wilaya de Bejaia, lieu d'implantation de l'ouvrage, est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**), et le bâtiment dans le groupe d'usage 2 (la hauteur totale du bâtiment est inférieure à 48 m).

La liaison entre les niveaux est assurée par des escaliers et un ascenseur.

I.3. Caractéristique architecturale et géométrique

Caractéristique architecturale

L'hôtel est constitué de :

- ✓ Un sous-sol qui regroupe un parking, sas, et lingerie.
- ✓ Les RDC « Hall de réception, bureau gérant, cafétéria, poste centrale de secoure, WC (femme et homme), salle de sport, vestiaires ».
- ✓ Le 1^{ere} étage « restaurant, WC (homme et femme), sas, vestiaires, local d'entretien, stockage, dégagement ».
- ✓ De deuxième étage jusqu'à neuvième « Des chambres, salon, SDB, Hall, terrasse ».

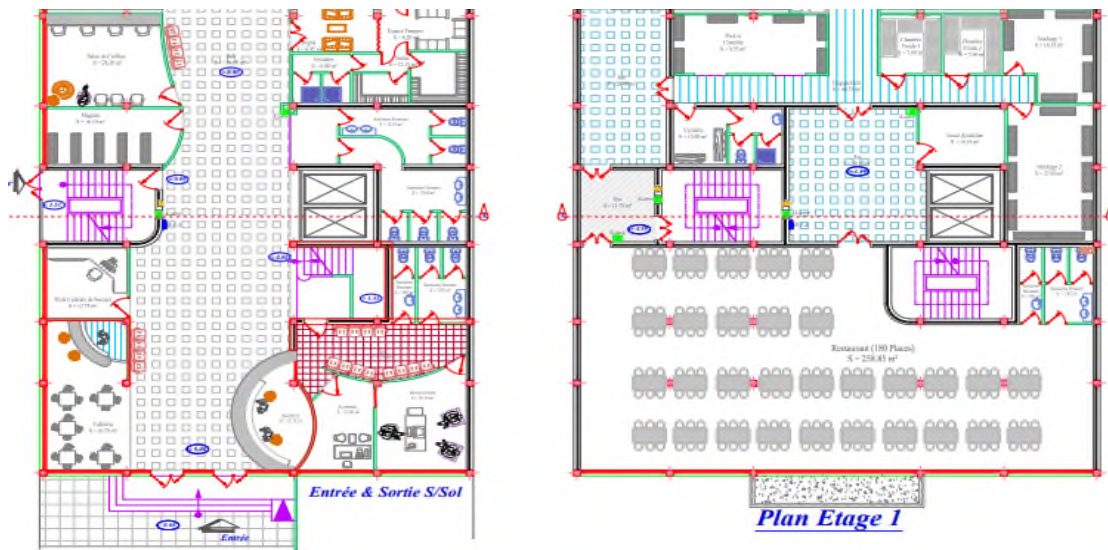


Figure I.1 : vue en plan RDC et 1^{er} étage

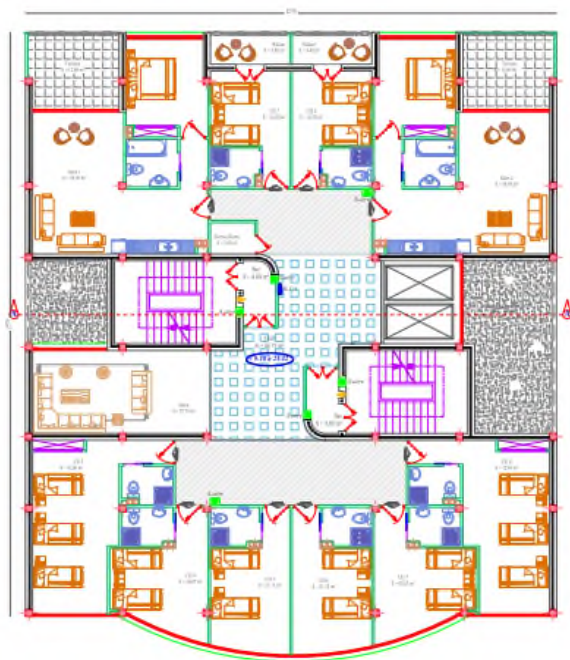


Figure I.2 : La vue en plan

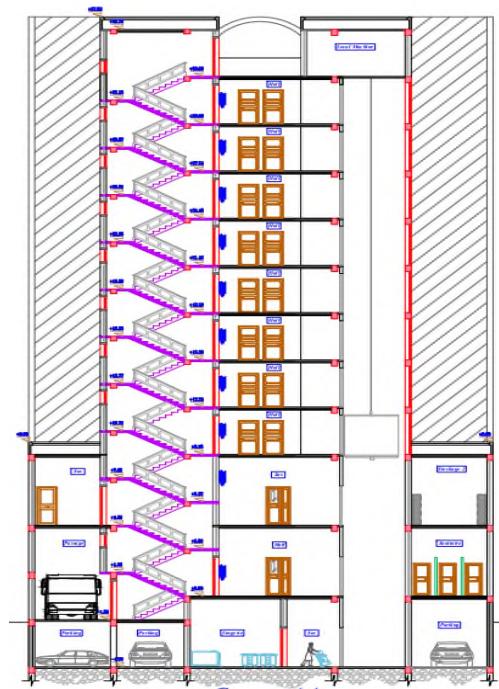


Figure I.3 : coupe transversale

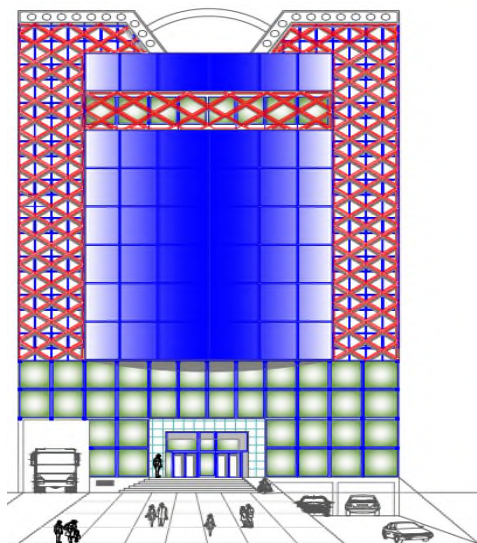


Figure I.4 : façade principale



figure I.5 : la façade postérieure

Caractéristique géométrique de la structure

❖ Dimensions en plan

- ✓ Longueur en plan.....22.70m.
- ✓ Largeur en plan.....25.70m.

❖ Dimensions en élévation

- ✓ Hauteur du RDC +1^{er} étage4.59m.
- ✓ Hauteur de deuxièmes étages au neuvième étage3.06m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment sans acrotère..... 36.72m.
- ✓ Hauteur totale du bâtiment + l'acrotère.....37.52m.

Données du site

- Le bâtiment est implanté à la ville de Bejaia, une zone classée par le RPA 99/version 2003 - comme zone de moyenne sismicité (zone IIa).
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré site meuble (S3).
- Contrainte admissible du sol $\sigma = 1,5$ bars.

I.4. Caractéristiques structurales

Ossature et système de contreventement

La structure étudiée est en béton armé qui sera probablement contreventée avec un système de contreventement mixte (poteaux-poutres) entrecoupés par des voiles en béton armé, vu que sa hauteur qui est dépassée 14 m d'après (**RPA2003**), avec 2 types de plancher corps creux (diaphragme) et en dalle plein (balcon), Les étages sont séparés avec des cloisons en maçonnerie (en brique et mortier).

La hauteur de la structure est de 36.72 m, alors l'ossature doit être en système de contreventement mixte dotée par des voiles et des portiques.

(Article 3-4-A-1-a RPA 99 révisé en 2003)

Planchers

Les planchers sont des aires horizontales destinées à séparer les différents niveaux de l'ouvrage, leur rôle est essentiellement d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poutres, poteaux ou voiles).

La structure dont fait l'objet notre étude, étant une construction courante avec une surcharge modérée ($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$), nous allons utiliser les types de plancher suivants :

- ✓ Plancher à corps creux avec poutrelle et dalle de compression en béton armé.
- ✓ Plancher à dalle pleine en béton armé pour les porte-à-faux.

Nous avons opté pour le plancher à corps creux pour les raisons suivantes :

- ✓ Facilité de réalisation.
- ✓ Réduction de la masse du plancher.
- ✓ Il permet une bonne isolation thermique et acoustique.
- ✓ Economie dans le coût du coffrage.

Maçonnerie

Il s'agit essentiellement des façades extérieures et intérieures qui seront réalisées comme suit :

- ✓ Les murs extérieurs seront réalisés en double cloison de brique creuse séparées d'une lame d'air de 5cm pour assurer une isolation thermique et phonique.
- ✓ Les murs intérieurs seront réalisés en simple cloison, ayant comme principale fonction la séparation des espaces et l'isolation phonique.

Acrotère

C'est un élément en béton armé il entoure les extrémités du dernier niveau (terrasse)

Encastré à sa base au plancher.

Les escaliers

Les escaliers sont des éléments secondaires, permettant le passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

L'ascenseur

Le bâtiment dont fait l'objet notre étude comprend un ascenseur, il s'agit d'un appareil

Élévateur permettant le déplacement vertical et l'accès aux différents niveaux du bâtiment sans avoir à utiliser les escaliers.

L'ascenseur est composé essentiellement d'une cabine et de sa machinerie.

Les balcons

Les balcons seront réalisés en dalle pleine coulée sur place.

I.5. Règlements et normes utilisés

Notre étude se fera en respectant les règlements et les normes en vigueur à savoir :

- ✓ DTR BC 2.48 : Règles Parasismiques Algériennes RPA99/Version 2003.
- ✓ DTR BC 2.41 : Règle de Conception et de Calcul des Structures en béton armé CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2 : Charges permanentes et charge d'exploitation.
- ✓ DTR BC 2.331 : Règles de calcul des fondations superficielles.
- ✓ Béton aux états limites BAEL 91/Version99.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Béton

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

Le béton présente une résistance à la compression assez élevée, d'après le **RPA99V2003 (7.2.1)**, pour les éléments principaux, le béton mis en œuvre doit avoir une résistance f_{c28} au moins égale à 20 MPa et au plus égale à 45 MPa.

Par contre sa résistance à la Traction est faible et elle est de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression.

Résistance caractéristique à la compression : (BAEL 91, Art. 2-1-11)

Pour notre ouvrage on utilisera un béton courant dont la résistance nominale à la

Compression à 28jours est de 25MPa (noté f_{c28}), le durcissement étant progressif f_{cj} est

En fonction de l'âge du béton aussi la valeur conventionnellement retenue pour le calcul des ouvrages est f_{cj} .

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit

Approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1)**.

- Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$
- Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$

Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à

Condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.

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

Résistance caractéristique du béton à la traction

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{tj} est définie conventionnellement

Par la formule suivante : Pour $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

$$f_{cj} \leq 60 \text{ MPa} \rightarrow f_{tj} = 0,6 + 0,06 \times f_{cj} \text{ CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

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

Diagramme des contraintes et déformation

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

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

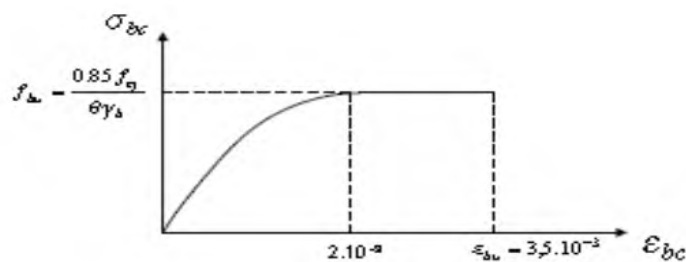


Figure I.6 : Diagramme contraintes- déformations du béton

Dont

f_{bc} : Contrainte de calcul pour $2\% \leq \epsilon_{bc} \leq 3.5\%$

ϵ_{bc} : Déformation du béton en compression.

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3).}$$

Avec :

0,85 : coefficient de minoration a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le Fluage du béton.

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

$$\begin{cases} \gamma_b = 1.15 \rightarrow \text{situation accidentelle} \\ \gamma_b = 1.5 \rightarrow \text{situation courante (durable)} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \theta = 1 \rightarrow \text{pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h} \\ \theta = 0.9 \rightarrow \text{pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h} \\ \theta = 0.85 \rightarrow \text{pour une durée probable d'application inférieure à 1h.} \end{cases}$$

La contrainte admissible de cisaillement

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

✓ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min\left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa}\right]$

Pour $28f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$. $\rightarrow \tau_u = 3,34 \text{ Mpa}$

✓ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min\left[\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}\right); 4 \text{ Mpa}\right]$

Pour $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$. $\rightarrow \tau_u = 2,5 \text{ Mpa}$

Module de déformation longitudinale du béton

Ils existent deux modules de déformations a déterminés.

A- Le module de déformation instantanée : [CBA93] (Art A.2.1.21)

Pour des charges d'une durée d'application inférieure à 24 heures on a :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} = 32164,20 \text{ Mpa}$$

B- Le module déformation différée : [CBA93] (Art A.2.1.22)

Pour des charges de longue durée d'application

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} = 10721,40 \text{ Mpa}$$

Module de déformation transversale du béton

❖ Coefficient de poisson :

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

D'après le **BAEL91 (A.2.1, 3)**, Il est pris égale à : $\begin{cases} \nu = 0,2 \text{ pour ELS} \\ \nu = 0 \text{ pour ELU} \end{cases}$

Acier

Le deuxième matériau qui rentre dans le béton armé est l'acier, son rôle est de reprendre

Les efforts de traction. On utilise trois types d'armatures :

- ✓ Haute adhérence de nuance Fe400 (les armatures longitudinales et transversales des Éléments de la structure)
- ✓ Treillis soudés de nuance Fe500 (dans la dalle de compression)
- ✓ Ronds lisses de nuance Fe235 (les armatures transversales des poutrelles)

Contrainte limite ultime de l'acier

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

γ_s : 1,15 pour situation durable

γ_s : 1 Pour situation accidentelle

ε_s : allongement relatif

$E_s = 2 \times 10^5$ MPa module d'élasticité longitudinale de l'acier

Pour notre cas : $\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} & \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} & \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$

Diagramme contrainte- déformation : (ELU)

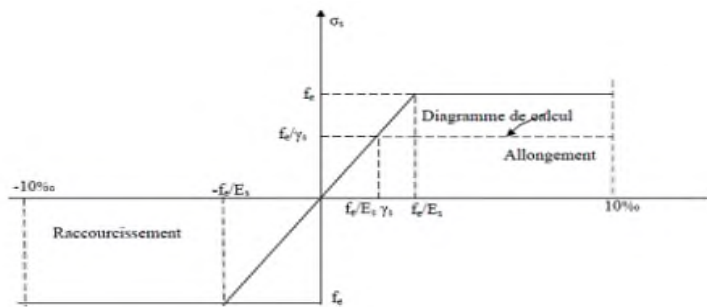


Figure I.7.Diagramme contraintes- déformations d'acier

❖ A L'ELS

- ✓ Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire
- ✓ Fissuration nuisible : $\sigma_s \leq \min [2/3 \times f_e ; 110(n \times f_{tj})^{1/2}]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**
- ✓ Fissuration très nuisible : $\sigma_s \leq \min [0,5 \times f_e ; 90(n \times f_{tj})^{1/2}]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**

Avec n coefficient de fissuration : $\begin{cases} n = 1 \dots \dots \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ n = 1,6 \dots \dots \text{pour les (HA)} \end{cases}$

I.7. Actions et sollicitations

Actions

Les actions sont des forces dues aux charges appliquées à une structure et aux Déformations 'imposés, on distingue trois catégories d'actions :

❖ Action permanente(G)

Les actions permanentes ont une intensité constante ou très peu variable dans le temps, Elle comporte :

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

❖ Les actions variables (Qi)

Les actions variables ont une intensité qui varie fréquemment d'une façon importante dans le temps, elles comprennent :

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

1. Les actions accidentelles (FA)

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible

Durée d'application citant :

- Séisme(E).
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

Sollicitations

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de

La structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des Force,

Des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.7.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA

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

- ❖ **Situation durable** : $\begin{cases} \text{ELU} : 1,35G + 1,5Q \\ \text{ELS} : G + Q \end{cases}$
- ❖ **Situation accidentelle** : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

II.1. Partie I : pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Introduction

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

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

Et pour cela nous nous référons aux recommandations de **RPA99 [1] (version 2003) BAEL 91 [3], CBA93[2], ...)**

II.1.2. Planchers

II.1.2.1. Planchers corps creux

Les planchers sont des aires horizontales qui servent à limiter les étages, ils ont une épaisseur faible par rapport à leurs dimensions en plan, leur fonction principale est de résister et supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs, il joue aussi un rôle d'isolant thermique et acoustique.

Un plancher à corps creux est composé de :

- Poutrelles en béton armé coulé sur place
- Corps creux
- Dalle de compression en béton armé

Son pré dimensionnement se fait par satisfaction de la condition de la flèche donnée par :

$$h_t \geq L_{max}/22,5 \quad \text{CBA93 (Art B. 6. 8. 4. 2. 4) (1)}$$

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

h_t : La hauteur totale de plancher

$$L_{max} = 460 - 30 = 430\text{cm} \Rightarrow h_t = 430/22,5 \Rightarrow h_t = 19,11\text{cm}.$$

$$\text{Soit: } h_t = h_{cc} + h_{dac} \Rightarrow h_t = 16 + 4 = 20\text{cm}.$$

Avec :

$h_{cc} = 16\text{ cm}$: Hauteur du corps creux.

$h_{dac} = 4\text{ cm}$: Hauteur de la dalle de compression.

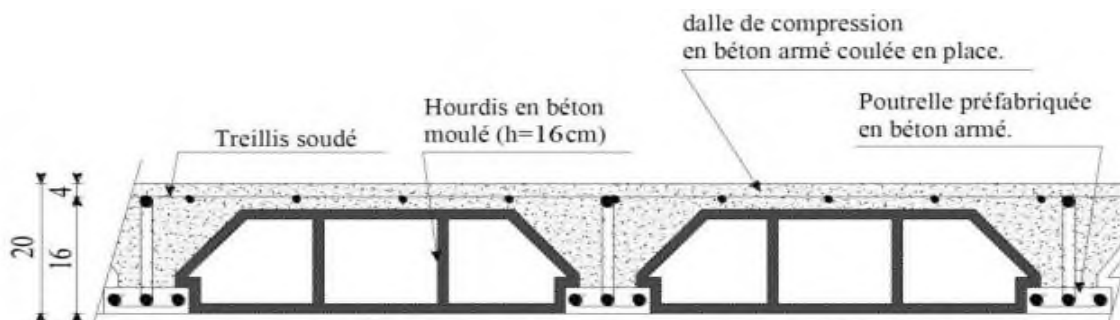


Figure II.1.1. Coupe transversale du plancher à corps creux

II.1.2.2. Disposition des poutrelles

Pour la disposition des poutrelles il y a deux critères qui conditionnent le choix du sens de disposition qui sont :

- ✓ **Critère de la petite portée** : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée
- ✓ **Critère de continuité** : le sens où il y a plus d'appuis.

Pour la structure à étudier, la disposition des poutrelles est effectuée selon des deux critères, vu que y a plus d'appuis dans le sens (y).

Vu en plan RDC et 1^{er} étage

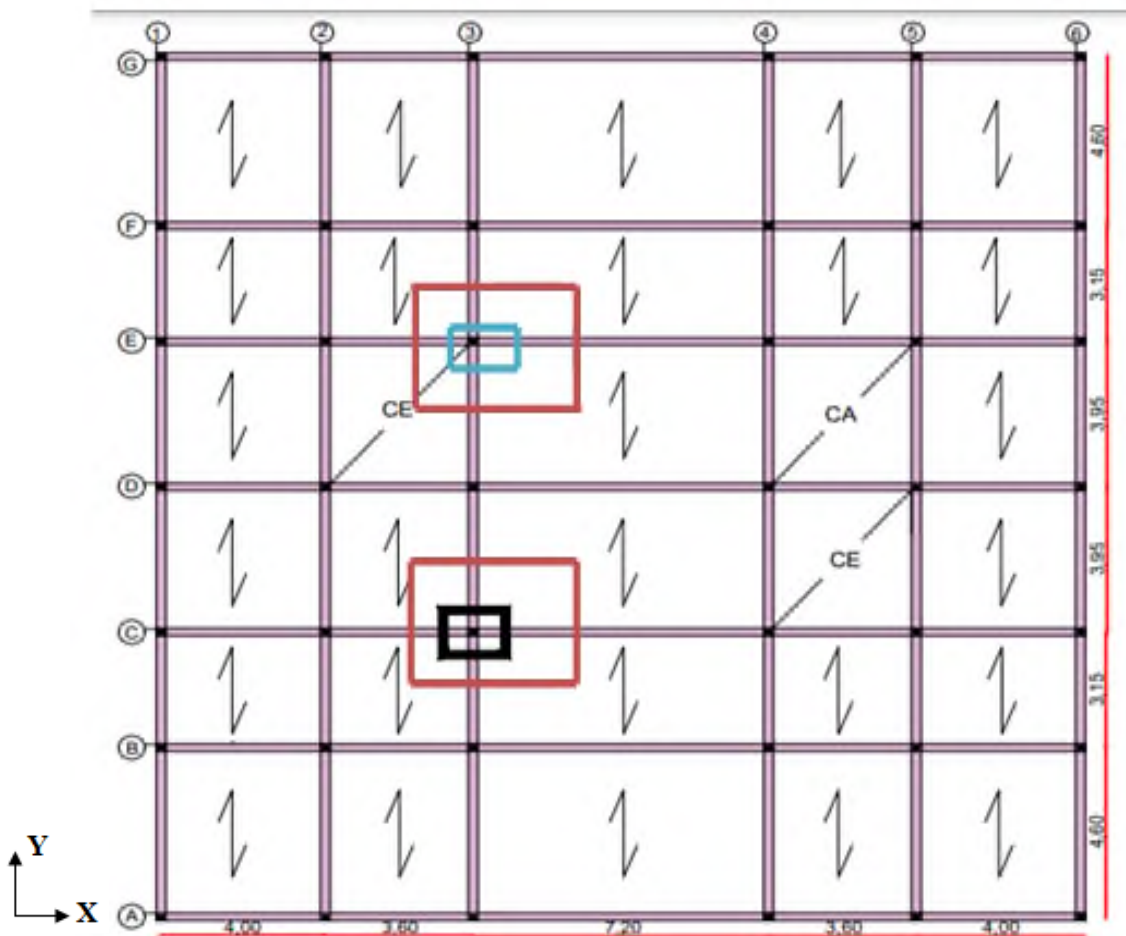
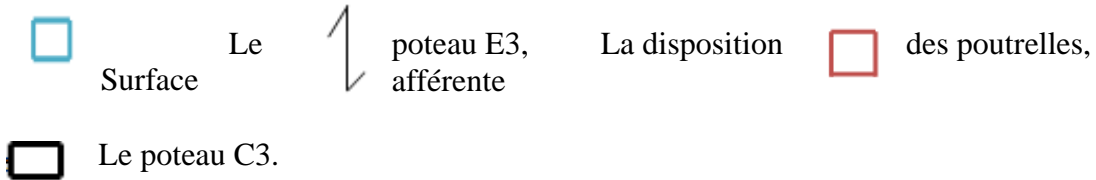


Figure II.1.2.Disposition des poutrelles de RDC et 1^{er} étage

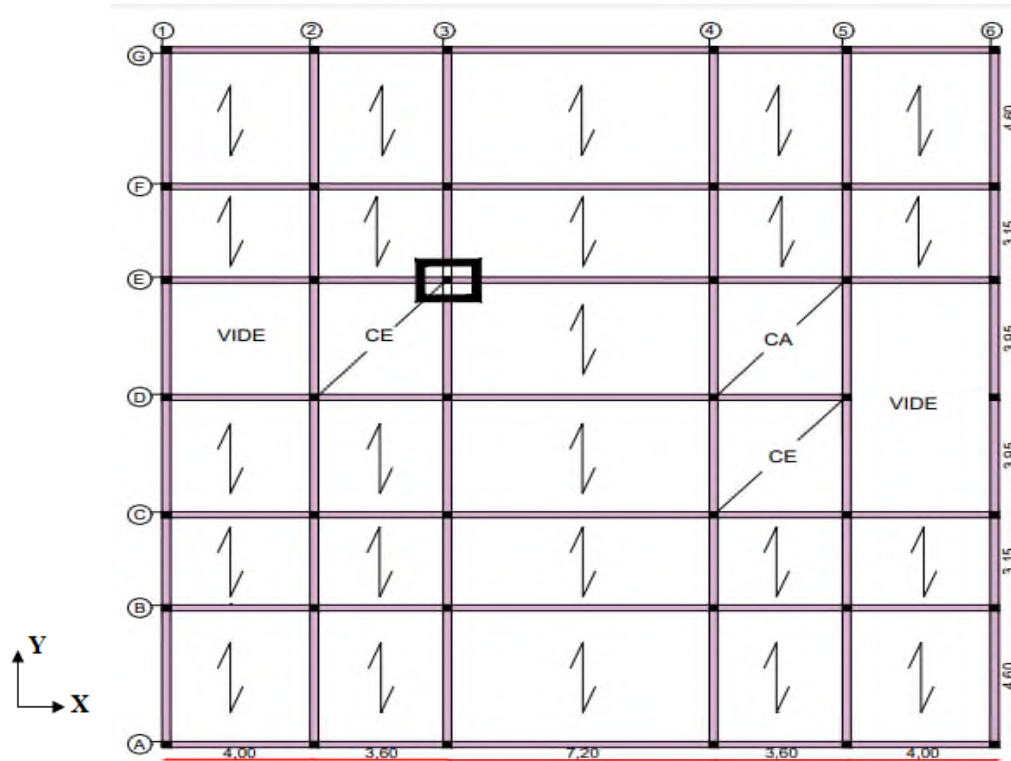


Figure II.1.3. Disposition des poutrelles des planes 2^{èmes} aux 9^{ème} étages.

➤ **Pré dimensionnement des poutrelles**

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

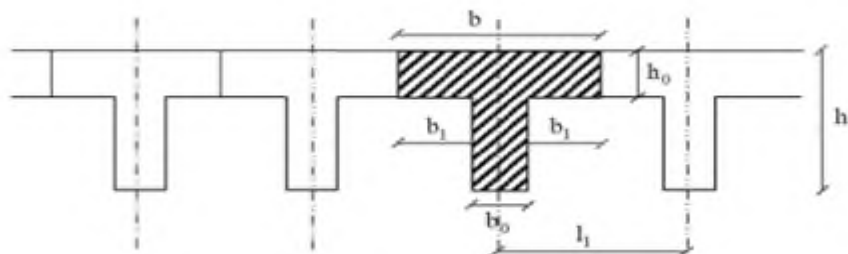


Figure II.1.4. Coupe transversale de la poutrelle

- ✓ h_t : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)
- ✓ h_0 : Hauteur de la dalle de compression.
- ✓ b_0 : Largeur de la nervure,
- ✓ $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times h_t \rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12 \text{ cm})$. → On prend $b_0 = 10 \text{ cm}$
- ✓ b : Largeur efficace.

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right) \dots \dots \dots (2) \text{ (CBA93. Art4. 1. 3)}$$

L_x : Est l'entre nus de deux poutrelles successives.

L_y : est la longueur minimale d'une travée dans le sens de la disposition des poutrelles entre nus d'appuis.

Dans notre cas :

$$\begin{cases} L_x = 65 - 10 = 55 \text{ cm} \\ L_y = 315 - 40 = 275 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Soit : } \frac{b-10}{2} \leq \text{Min} \left(\frac{55}{25}, \frac{275}{10} \right) \text{ Donc } b = 65 \text{ cm}$$

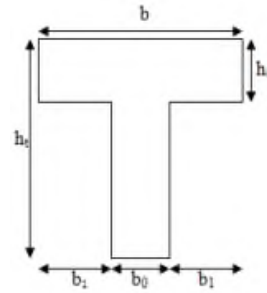


Figure II. 1. 5. coupe d'une poutrelle

II.1.2.3. Plancher dalle pleine

Le projet étudié comporte trois types de dalles (dalle sur 2, 3, 4 appuis), leur pré dimensionnement se fait selon deux critères (résistance et coupe-feu) CBA 93.

Résistance à la flexion

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

$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} \rightarrow$ Pour une dalle hyperstatique (4 appuis) et 3 appuis et $\rho < 0,4$

$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \rightarrow$ pour une dalle hyperstatique (4 appuis) ou bien pour une dalle sur 3 appuis et $\rho \geq 0,4$.

L_x : Est la plus petite portée

L_y : La plus grande portée (entre nus d'appuis) du panneau de dalle.

Avec : $\rho = \frac{L_x}{L_y}$

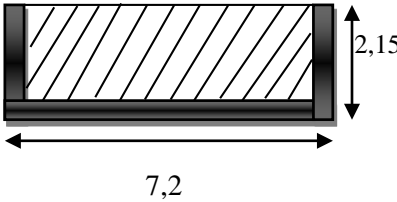
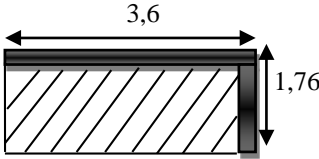
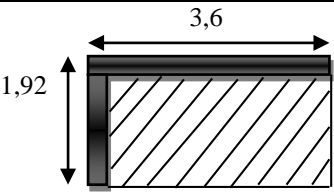
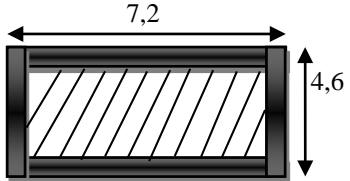
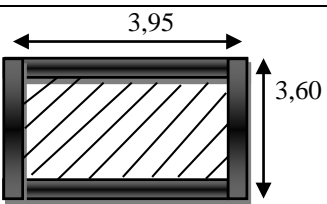
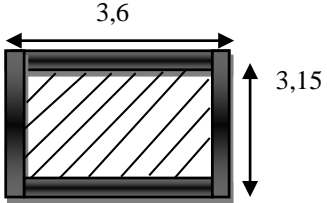
➤ Critère de résistance au feu (coupe-feu)

$$\begin{cases} e \geq 7 \text{ cm} & \text{Pour une heure de coupe-feu.} \\ e \geq 11 \text{ cm} & \text{Pour deux heures de coupe-feu.} \\ e \geq 14 \text{ cm} & \text{Pour quatre heures de coupe-feu.} \end{cases}$$

➤ Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 [2] », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm (pour les dalles internes) pour obtenir une bonne isolation acoustique

Tableau II.1.1. Dimensionnement des dalles pleines

Schéma	La dalle	Etage	L_x (m)	L_y (m)	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e (cm) Critère de résistance
	Dalle 1 Sur 3 appuis	2 ^{ème} au 9 ^{ème} étage de balcon	1,35	7,2	0,15 Elle travaille sur un seul sens	$3 \leq e \leq 3,5$
	Dalle 2 sur 2 appuis	2 ^{ème} au 9 ^{ème} étage arrondi	1,76	3,6	0,44 Sur 2 sens	$4,25 \leq e \leq 4,6$
	Dalle 3 sur 2 appuis	2 ^{ème} au 9 ^{ème} étage arrondi	1,92	3,6	0,49 Sur 2 sens	$4,63 \leq e \leq 5,4$
	Dalle 4 sur 4 appuis	Au 1 ^{er} étage Restaurant	4,6	7,2	0,62 Sur 2 sens	$9,55 \leq e \leq 10,75$
	Dalle 5 sur 4 appuis	La dalle ascenseur	3,6	3,95	0,9 Sur 2 sens	$7,33 \leq e \leq 8,25$
	Dalle 6 sur 4 appuis	Au 1 ^{er} étage restaurant	3,15	3,6	0,78 Sur 2 sens	$6,333 \leq e \leq 7,125$

Remarque :

Le critère de coupe-feu donne l'épaisseur (e) important de lui on opte pour l'ensemble des dalles pleines (balcons) une épaisseur : $e = 14 \text{ cm}$ et la dalle d'ascenseur $e = 20 \text{ cm}$.

II.1.3. Pré dimensionnement de l'acrotère

Elle soumit à son poids propre (G) qui donne un effort normal N_G et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique F_p .

Soit :

S : la section de l'acrotère

$$S = (80 \times 10) + (10 \times 10) + \frac{10 \times 10}{2} \\ = 950 \text{ cm}^2$$

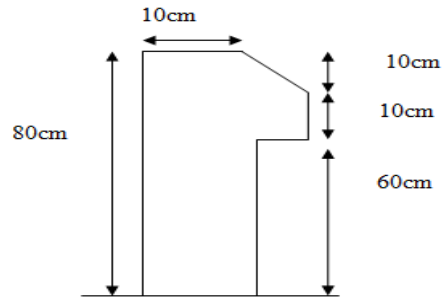


Figure II.1.6. Coupe transversal de l'acrotère

II.1.4. Escaliers

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

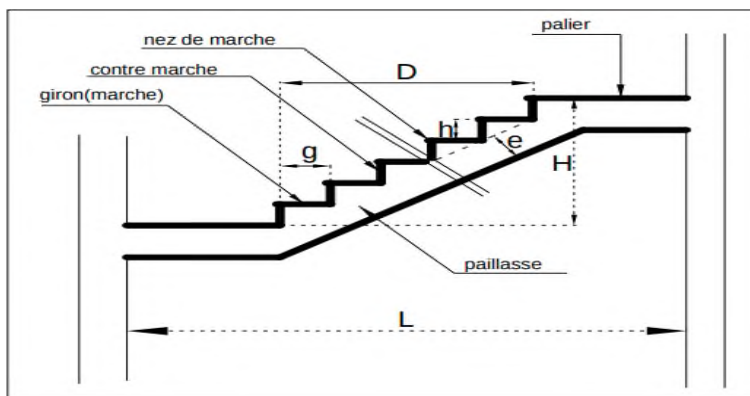


Figure II.1.7. Schéma d'un escalier

- ✓ Giron (g) : la largeur de la marche.
- ✓ Marche : la partie horizontale de la marche.
- ✓ Contre marche : la hauteur verticale de la marche (h).
- ✓ L'emmarchement : la longueur de la marche (l).
- ✓ La volée : est une succession de marche entre deux parties horizontales.
- ✓ Paillasse : c'est la dalle inclinée supportant les marches.
- ✓ Palier : la dalle horizontale à la fin ou au début de la paillasse.
- ✓ Pente de l'escalier (α) : C'est l'inclinaison de paillasse par rapport à l'horizontale, pour les escaliers confortables ; $\alpha = [20^\circ \text{ à } 40^\circ]$.
- ✓ La cage : est le volume où se situe l'escalier.
- ✓ Ligne de jour : l'espace qui est laissé au milieu par la projection horizontale d'un escalier.
- **Détermination de « h » et « g »**

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

$$25 < g < 32 \quad \text{Avec } g = \frac{L_0}{n-1} \quad (L_0 : \text{longueur utile}).$$

- ✓ La hauteur h des contremarches entre 14 et 18 cm.
- ✓ La largeur g (giron) entre 25 et 32 cm.
- ✓ La formule empirique de BLONDEL.

Dans notre cas on a deux types d'escalier :

❖ Type 1 : escalier de RDC

H : La hauteur de la volée.

L : Longueur totale en appui inclinée.

L_0 : La longueur projetée de la volée.

L_{p1} : La longueur de palier départ.

L_{p2} : La longueur de palier d'arrivée

Calcul de giron et la hauteur de contre marche

$$N = 9$$

$$n - 1 = 8$$

$$H = 1,53 \text{ m}$$

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{2,4}{8} = 0,3 \text{ m}$$

$$h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 0,17 \text{ m}$$

L'inclinaison de la pailasse

$$\tan(\alpha) = \frac{1,53}{2,40} = 32,52^\circ$$

$$\cos \alpha = 0,843$$

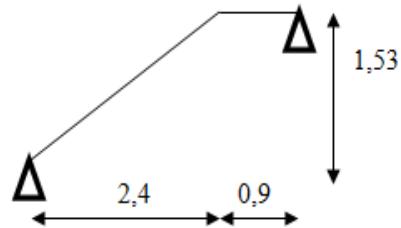


Figure II.1.8. Schéma statique de l'escalier type 1

La longueur de la pailasse

$$L_v = \sqrt{L_0^2 + H^2} = \sqrt{2,4^2 + 1,53^2} = 2,85 \text{ m};$$

$$L = L_v + L_p = 2,85 + 0,9 = 3,75 \text{ m}$$

Epaisseur de la pailasse

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{375}{30} = 12,5 \leq e \leq \frac{375}{20} = 18,75$$

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

Type 2 : escalier des étages courants

Calcul de giron et la hauteur de contre marche

$$N = 9$$

$$n-1 = 8$$

$$H = 1,53 \text{ m}$$

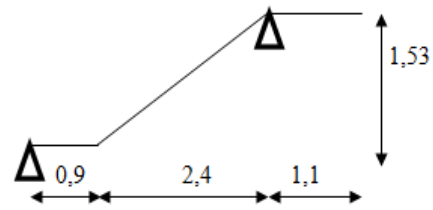
$$h = 0,17 \text{ m}$$

$$g = 0,3 \text{ m}$$

$$\begin{aligned} \text{L'inclinaison de la paillasse} & \begin{cases} \alpha = 32,52^\circ \\ \cos \alpha = 0,843 \end{cases} \\ \text{La longueur de la paillasse} & \begin{cases} L_v = 2,85 \text{ m} \\ L = 4,85 \text{ m} \end{cases} \end{aligned}$$

Épaisseur de la paillasse

Figure II.1.9. Schéma statique de l'escalier type 2



$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \rightarrow \frac{485}{30} = 16,17 \leq e \leq \frac{485}{20} = 24,25 ; \text{ On prend } e = 20 \text{ cm}$$

II.1.5. Pré dimensionnement des voiles

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

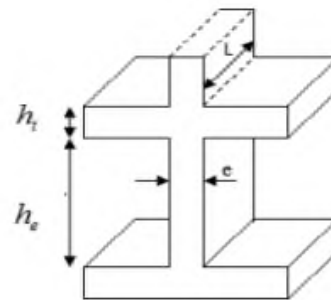
$$e \geq \max\left(\frac{h_e}{20}, 15\text{cm}\right)$$

$$L_v \geq 4 \times e$$

Avec :

L_v : Longueur de voile.

e : Épaisseur de voile.



h_p : Hauteur de la poutre = 55 cm.

Figure II.1.10. Coupe du voile en élévation

h_e : est la hauteur libre d'étage (hauteur d'étage – 55 cm).

e : Épaisseur du voile

✓ Voile RDC + sous-sol (lingerie) + 1^{er} étage :

$$h_e = 459 - 55 = 404 \rightarrow \frac{404}{20} = 20,2 \rightarrow e \geq \max(20,2 ; 15\text{cm}); \text{ On prend } e = 20 \text{ cm.}$$

✓ Voile parking + 2^{eme} étage au 9^{eme} étage :

$$h_e = 306 - 55 = 251 \rightarrow \frac{251}{20} = 12,5 \rightarrow e \geq \max(12,5 ; 15\text{cm}); \text{ On prend } e = 20 \text{ cm.}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.1.2. Dimensionnement des voiles

Etage	h_e (cm)	$e \geq h_e/20$ (cm)	e choisit (cm)	L_v (cm)
Lingerie+RDC+1 ^{er} étage	459	20,20	20	100
Parking+2 ^{eme} au 9 ^{eme} étage	306	12,5	20	60

II.1.6. Pré dimensionnement des poutres

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

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \quad (\text{BAEL 91/99 [3]})$$

Avec :

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

h : Hauteur de la poutre

✓ Les poutres principales

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

$$L_{pp} = 720 - 30 = 690 \text{ cm} \Rightarrow 46 \text{ cm} \leq h \leq 69 \text{ cm}$$

On adopte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 55) \text{ cm}^2$

$$\text{Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)} \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h = 55 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,83 \leq 4 \end{array} \right. \dots \text{vérifiée}$$

✓ Les poutres secondaires

Elles sont disposées parallèles aux poutrelles

$$L_{max} = 460 - 30 = 430 \text{ cm} \Rightarrow 27 \text{ cm} \leq h \leq 43 \text{ cm}$$

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

$$\text{Vérification des exigences du RPA99/2003 (Article 7.5.1)} \left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20 \text{ cm} \\ h = 35 \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1,167 \leq 4 \end{array} \right. \dots \text{vérifiée}$$

II.1.7. Pré dimensionnement des poteaux

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

$$\text{D'après le RPA 99/version 2003 page 65 : (zone IIa)} \left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1 ; h_1) \geq 25 \text{ cm} \\ \text{Min}(b_1 ; h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 14 \leq \frac{b_1}{h_1} \leq 4 \end{array} \right.$$

On opte préalablement des sections des poteaux carré $(b \times h)$ comme suit :

- ✓ Sous-sol +RDC : poteau $(50 \times 50) \text{ cm}^2$
- ✓ 1^{er} et 2^{eme} étages : poteau $(50 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ 3^{eme} et 4^{eme} étages : poteau $(45 \times 45) \text{ cm}^2$
- ✓ 5^{eme} et 6^{eme} étages : poteau $(45 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ 7^{eme} et 8^{eme} étages : poteau $(40 \times 40) \text{ cm}^2$
- ✓ 9^{eme} étages : poteau $(40 \times 35) \text{ cm}^2$

II.1.8. L'évaluation des charges et surcharges

Tableau II.1.3. Évaluation des charges revenant au plancher courant à corps creux

N ⁰	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,4

2	Mortier de pose	20	0,02	0,4
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux (16+4)	/	0,16+0,04	2,80
5	Cloisons	/	/	1
6	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				5,23
Charge d'exploitation				1,5

Tableau II.1.4. Évaluation des charges de plancher terrasse inaccessible a corps creux

N ⁰	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Protection gravillon	20	0,04	0,80
2	Étanchéité multicouche	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,10	2,50
4	Isolation thermique	0,25	0,04	0,01
5	Corps creux		0,16+0,04	2,80
6	Enduit du ciment		0,015	0,27
Charge permanent G				6,5
Charge d'exploitation				1

Tableau II.1.5. Évaluation des charges de plancher terrasse accessible à corps creux

N ⁰	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0,02	20	0,4
2	Mortier de pose	0,02	20	0,12
3	Lit de sable	0,02	18	0,36
4	Plancher corps creux	0,2	/	2,85
5	Forme de pente	0,1	22	2,2
6	Enduit de plâtre	0,02	10	0,2
Charge permanent				6,13
Charge d'exploitation				1,5

Tableau II.1.6. Évaluation des charges revenant aux balcons en dalle pleine

N ⁰	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,14	3,5

2	Carrelage	20	0,02	0,4
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
Charge permanant G				4,93
Charge d'exploitation				3,5

Tableau II.1.7. Évaluation des charges revenant à la dalle pleine

N ⁰	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	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	Plancher dalle pleine	0,14	25	3,5
5	Enduit de ciment	0,02	18	0,36
Charge permanente total				5,02

Tableau II.1.8. Évaluation des charges revenant aux murs extérieurs.

N ⁰	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
2	Brique creuse	/	0,15	1,3
3	Brique creuse	/	0,10	0,9
4	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
Charge permanant				2,74

Tableau II.1.9. Evaluation des charges dans les murs intérieurs.

N ⁰	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
2	Brique creuse intérieur	9	0,10	0,9

3	Enduit de plâtre	10	0,02	0,20
Charge permanent G				1,30

Tableau II.1.10. Charge permanente et d'exploitation revenant aux paliers.

N ⁰	Désignation les éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	20	0,02	0,40
2	Mortier de pose	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	20	0,02	0,36
4	Dalle pleine	25	0,14	3,50
5	Enduit du ciment	18	0,015	0,27
Charge permanent G				4,93
Charge d'exploitation				2,5

Tableau II.1.11. Évaluation des charges revenant aux volées.

N ⁰	Désignation les éléments		Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur(m)	Poids G (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	Horizontal	20	0,02	0,40
		verticale	20	0,0(h/g)	0,23
2	Mortier de pose	Horizontal	20	0,02	0,40
		Verticale	20	0,02(h/g)	0,23
3	marche		22	h/2	1,87
4	Paillasse		25	0,15/ (cos32, 52)	4,45
5	Enduit de ciment		18	0,02	0,36
6	Garde-corps		/	/	0,60
Charge permanent G					8,54
Charge d'exploitation					2,5

➤ **Poids propre des poteaux**

Tableau II.1.12. Poids propre des poteaux supposés

Niveau	Sous-sol		RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{ème} et 6 ^{ème}	7 ^{ème} et 8 ^{ème}	9 ^{ème}
Poteau (cm²)	50×50		50×50	45×50	45×50	45×45	40×45	40×40	35×40
he des poteaux	parking	3,06	4,59	4,59	3,06	3,06	3,06	3,06	3,06
	lingerie	4,59							
Poids propre KN	parking	19,13	28,68	25,82	17,21	15,49	13,77	12,24	10,71
	lingerie	28,68							

II.1.8.1. La 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 et qui a souvent la plus grande surface afférente.

✓ **Lois de dégression des charges d'exploitation DTR. B.C 2.2.ART .6.3**

Comme il est rare que les charges d'exploitations agissent simultanément on applique la loi de dégression qui consiste dans notre cas à réduire les charges identiques à chaque étage à 0.5Q.%de 10.

Dans notre cas on a :

Q0 : la surcharge d'exploitation sur la terrasse inaccessible.

Q1=Q2=Q3=Q4=Q5=Q6=Q7=Q8 pour les étages courants.

Q9 pour 1er étage.

Q10 pour RDC.

Q11 et Q12 pour le sous-sol.

Donc la loi de dégression sera comme suite :

Niveau 1 : Q0

Niveau 2 : Q0+Q1

Niveau 3 : Q0+0.95 (Q1+Q2)

Niveau 4 : Q0+0.90 (Q1+Q2+Q3)

Niveau 5 : Q0+0.85 (Q1+Q2+Q3+Q4)

Niveau 6 : Q0+0.8 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5)

Niveau 7 : Q0+0.75 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6)

Niveau 8 : Q0+0.71 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7)

Niveau 9 : Q0+0.69 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8)

Niveau10 : Q0+0.67 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9)

Niveau 11 : Q0+0.65 (Q1+Q2+Q3+Q4+Q5+Q6+Q7+Q8+Q9+Q10)

✓ **La descente de charge pour le poteau C-3****Tableau II.1.13.**la descente de charge de poteau C-3

Niveaux	Les éléments	G (KN)	Q (KN)	Qcumuler (KN)
N11	Plancher T-I	63,586	11,68	Q0=11,678
	poteau	10,71		
	poutre	56,362		
	somme	130,655		
N10	N11	130,655	28,617	Q0+Q1=40,297
	poteau	12,24		
	poutre	56,362		
	Corps creux	86,677		
	somme	285,934		
N9	N10	285,934	28,617	Q0+0,95(Q1×2) =66,153
	poteau	12,24		
	poutre	56,362		
	Corps creux	86,677		
	somme	441,213		
N8	N9	441,213	28,617	Q0+0,90(Q1×3) =89,089
	poteau	13,77		
	poutre	56,362		
	Corps creux	86,677		
	somme	598,022		
N7	N8	598,022	28,617	Q0+0,85(Q1×4) =109,158
	poteau	13,77		
	poutre	56,362		
	Corps creux	86,877		
	somme	754,831		
N6	N7	754,831	28,617	
	poteau	15,491		

	poutre	56,362		$Q_0+0,8(Q_1 \times 5)$ =126,36
	Corps creux	86,677		
	somme	913,361		
N5	N6	913,361	28,617	$Q_0+0,75(Q_1 \times 6)$ =140,695
	poteau	15,491		
	poutre	56,362		
	Corps creux	86,677		
	somme	1071,891		
N4	N5	1071,891	28,617	$Q_0+0,71(Q_1 \times 7)$ =152,163
	poteau	17,213		
	poutre	56,362		
	Corps creux	86,677		
	somme	1232,143		
N3	N4	1232,143	76,312	$Q_0+0,69(Q_1 \times 7 + Q_9)$ =202,811
	poteau	25,818		
	poutre	56,362		
	Corps creux	83,196		
	somme	1397,519		
N2	N3	1397,519	38,421	$Q_0+0,67(Q_1 \times 7 + Q_9 + Q_{10})$ =223,013
	poteau	28,687		
	poutre	56,362		
	Dalle plein	86,677		
	somme	1769,245		
N1	N2	1769,245	41,432	$Q_0+0,67(Q_1 \times 7 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11}) = 243,635$
	poteau	28,687		
	somme	1574,369		

II.1.8.2. Vérifications pour le poteau C-3

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%

$$Nu = 1,35(1574,369) + 1,5(243,635) = 2490,851 \text{ kn}$$

$$N_u^* = 2490,851 \times 1,1 = 2739,936 \text{ kn}$$

✓ La descente de charge pour le poteau E-3

Plancher sous-sol

$$P_G = 16,575 \times 5,23 \text{ kn/m}^2$$

$$P_Q = 16,575 \times 2,5 = 41,438 \text{ kn/m}^2$$

➤ Poids des poutres

$$G = \rho \times h \times b \times L \dots\dots\dots (7)$$

$$\begin{cases} \text{PP} = 25 \times 0,3 \times 0,55 \times 8,35 = 34,444 \text{ kn} \\ G_{tot} = 56,362 \text{ kn} \\ G_{Ps} = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times 8,35 = 21,918 \text{ kn} \end{cases}$$

Plancher RDC

$$S_1 = 1,425 \times 1,65 = 2,351 \text{ m}^2$$

$$S_2 \begin{cases} S_{hall} = 3,349 \text{ m}^2 \\ S_{s.d.p} = 1,568 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$S_3 \begin{cases} S_{hall} = 4,289 \text{ m}^2 \\ S_{palier} = 2,008 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$S_4 = 3,011 \text{ m}^2$$

$$P_G = 60,438 \text{ kn/m}^2$$

$$P_G = 25,714 \text{ kn/m}^2$$

$$P_G = 9,899 \text{ kn/m}^2$$

$$P_Q = Q \times S_{aff.Q} = (2,351 + 3,349 + 4,289)1,5 + 1,568 \times 2,5 = 18,904 \text{ kn/m}^2$$

$$P_{Q.volée} = 7,528 \text{ kn/m}^2$$

$$P_{Q.palier} = 5,02 \text{ kn/m}^2$$

Plancher 1^{er} étage

$$S_1 = 2,351 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 4,916 \text{ m}^2$$

$$S_3 \begin{cases} S_{palier} = 1,1 \times 1,825 = 2,008 \text{ m}^2 \\ S_{hall} = 2,35 \times 1,825 = 4,289 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$S_4 = 1,825 \times 1,65 = 3,011 \text{ m}^2$$

$$\Sigma S_{aff.G} = 13,564 \text{ m}^2$$

$$S_{aff.Q} = 0,3 \times 8,35 + 13,564 = 16,069 \text{ m}^2$$

$$P_G = 5,23 \times (2,351 + 4,916 + 4,289) = 60,438 \text{ kn/m}^2$$

$$P_{G.volée} = G \times S_{volée} = 8,54 \times 3,011 = 25,714 \text{ kn/m}^2$$

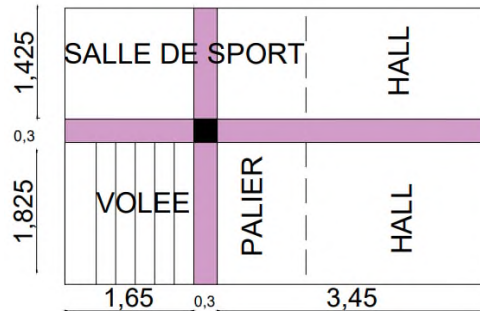


Figure II.1.11. La surface plancher RDC

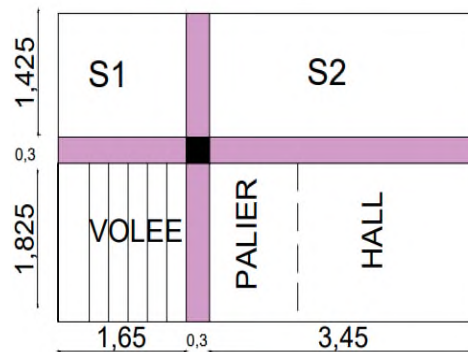


Figure II.1.12. La surface plancher 1^{er} étage

$$P_{G.palier} = 4,93 \times 2,008 = 9,899 \text{ kn/m}^2$$

$$P_Q = (2,351 + 3,349 + 4,289)1,5 + 1,568 \times 2,5 = 18,904 \text{ kn/m}^2$$

$$P_{Q.volée} = 2,5 \times 3,011 = 7,528 \text{ kn/m}^2$$

$$P_{Q.palier} = 2,5 \times 2,008 = 5,02 \text{ kn/m}^2$$

Les surfaces afférentes

Plancher terrasse inaccessible

$$S_1 = 1,825 \times 1,65 = 3,011 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,825 \times 1,36 = 2,482 \text{ m}^2$$

$$\Sigma S_{aff.G} = 5,493 \text{ m}^2$$

$$S_{aff.S} = [0.3 (1,36 + 1,65 + 1,825)] + S_{aff.G}$$

$$S_{aff.Q} = 6,944 \text{ m}^2$$

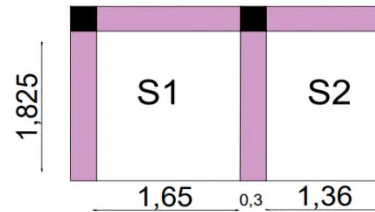


Figure II.1.13. La surface terrasse inaccessible

$$P_G = 35,705 \text{ KN/m}^2$$

$$P_Q = 1 \times 6,944 = 6,499 \text{ kn/m}^2$$

Plancher les autres niveaux à corps creux

$$S_1 = 1,425 \times 1,65 = 2,351 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 1,425 \times 3,45 = 4,916 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \begin{cases} S_{palier} = 1,1 \times 1,825 = 2,008 \text{ m}^2 \\ S_{sas} = 1,8 \times 1,825 = 3,285 \text{ m}^2 \\ S_{Hall} = 0,55 \times 1,825 = 1,004 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$S_4 = 1,825 \times 1,65 = 3,011 \text{ m}^2$$

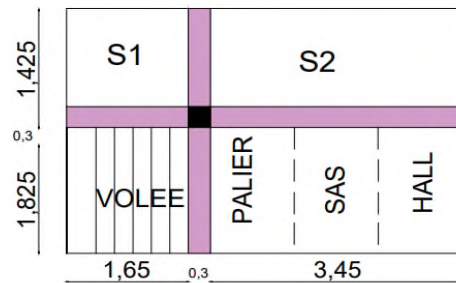


Figure II.1.14. La surface les autres niveaux

$$\Sigma S_{aff.G} = 13,564 \text{ m}^2$$

$$S_{aff.Q} = [0.3 (1,65 + 3,45 + 1,425 + 1,825)] + 13,564 = 16,069 \text{ m}^2$$

$$P_G = G \times S_{aff.G} = 5,23 \times (2,351 + 4,916 + 3,285 + 1,004) = 60,438 \text{ kn/m}^2$$

$$P_G = G \times S_{volée} = 8,54 \times 3,011 = 25,714 \text{ kn/m}^2$$

$$P_G = G \times S_{palier} = 4,93 \times 2,008 = 9,899 \text{ kn/m}^2$$

$$P_Q = Q \times S_{aff.Q} = (2,351 + 4,916 + 1,004)1,5 + 3,285 \times 4 = 25,547 \text{ kn/m}^2$$

$$P_Q = 7,528 \text{ kn/m}^2$$

$$P_Q = 5,02 \text{ kn/m}^2$$

Plancher terrasse accessible

$$S_1 = 2,351 \text{ m}^2$$

$$S_2 = 24,916 \text{ m}^2$$

$$S_3 = \begin{cases} S_{palier} = 2,008 \text{ m}^2 \\ S_{sas} = 3,285 \text{ m}^2 \\ S_{Hall} = 1,004 \text{ m}^2 \end{cases}$$

$$S_4 = 3,011 \text{ m}^2$$

$$\Sigma S_{aff.G} = 13,564 \text{ m}^2; \text{ Et } 16,069 \text{ m}^2$$

$$P_G = 5,23 \times (3,285 + 1,004) + 6,13 \times (2,351 + 4,916) = 66,98 \text{ kn/m}^2$$

$$P_G = 25,714 \text{ kn/m}^2$$

$$P_G = 9,899 \text{ kn/m}^2$$

➤ Poids des poteaux

$$\text{Poteau sous-sol: } \begin{cases} G_p = 25 \times 0,5 \times 0,5 \times 1,53 = 9,563 \text{ KN} \\ G_p = 25 \times 0,5 \times 0,5 \times 3,06 = 19,125 \text{ KN} \end{cases} G_{tot} = 28,688 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau RDC : } G_p = 25 \times 0,5 \times 0,5 \times 4,59 = 28,688 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau 1}^{\text{er}} \text{ étage : } G_p = 25 \times 0,5 \times 0,45 \times 4,59 = 25,818 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau 2}^{\text{eme}} \text{ étage : } G_p = 25 \times 0,5 \times 0,45 \times 3,06 = 17,213 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau 3}^{\text{eme}} \text{ et 4}^{\text{eme}} \text{ étages : } G_p = 25 \times 0,45 \times 0,45 \times 3,06 = 15,491 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau 5}^{\text{eme}} \text{ et 6}^{\text{eme}} \text{ etgaaes : } G_p = 25 \times 0,45 \times 0,4 \times 3,06 = 13,77 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau 7}^{\text{eme}} \text{ et 8}^{\text{eme}} \text{ étages : } G_p = 25 \times 0,4 \times 0,4 \times 3,06 = 12,24 \text{ KN}$$

$$\text{Poteau 9}^{\text{eme}} \text{ étage : } G_p = 25 \times 0,4 \times 0,35 \times 3,06 = 10,71 \text{ KN}$$

Tableau II.1.14. La descende de charge de poteau E-3

Niveaux	Les éléments	G (kn)	Q (kn)	Qcumuler (kn)	Nu
N11	T. Inaccessible	35,75	6,944	Q0=6,944	149,165
	Poutre	56,362			
	poteau	10,71			
	somme	102,777			
N10	Venant N13	102,777	38,095	Q0+Q1=45,039	437,422
	T. accessible	66,98			
	volée	25,714			
	palier	9,899			
	poutres	56,362			
	poteau	12,24			
	somme	273,973			
N9	Venant N13	273,973	38,095	Q0+0,95(Q1×2) =79,325	711,133
	Corps creux	60,438			
	volée	25,714			
	palier	9,899			
	poutres	56,362			

	poteau	12,24			
	somme	438,626			
N8	Venant N13	438,626	38,095	$Q0+0,90(Q1 \times 3)$ =109,801	981,194
	Corps creux	60,438			
	volée	25,714			
	palier	9,899			
	poutres	56,362			
	poteau	13,77			
	somme	604,809			
N7	Venant N13	604,809	38,095	$Q0+0,85(Q1 \times 4)$ =136,469	1245,543
	Corps creux	60,438			
	volée	25,714			
	palier	9,899			
	poutres	56,362			
	poteau	13,77			
	somme	770,992			
N6	Venant N13	770,992	38,095	$Q0+0,8(Q1 \times 5)$ =159,324	1506,496
	Corps creux	60,438			
	volée	25,714			
	palier	9,899			
	poutres	56,362			
	poteau	15,491			
	somme	938,896			
N5	Venant N13	938,896	38,095	$Q0+0,75(Q1 \times 6)$ =179,372	1763,238
	Corps creux	60,438			
	volée	25,714			
	palier	9,899			

	poutres	56,362			
	poteau	15,491			
	somme	1106,8			
N4	Venant N13	1106,8	38,095	$Q0+0,71(Q1 \times 7)$ $=196,276$	2017,589
	Corps creux	60,438			
	Volée	25,714			
	Palier	9,899			
	Poutres	56,362			
	Poteau	17,213			
	Somme	1276,426			
N3	Venant N13	1276,426	31,452	$Q0+0,69(Q1 \times 7 + Q9)$ $=212,645$	2282,754
	Corps creux	60,438			
	Volée	25,714			
	Palier	9,899			
	Poutres	56,362			
	Poteau	25,818			
	Somme	1454,657			
N2	Venant N13	1454,657	51,238	$Q0+0,67(Q1 \times 7 + Q9 + Q10)$ $=241,012$	2569,789
	Corps creux	60,438			
	Volée	25,714			
	Palier	9,899			
	Poutres	56,362			
	Poteau	28,687			
	Somme	1635,757			
N1	Venant N2	1635,757	41,438	$Q0+0,62(Q1 \times 7 + Q9 + Q10 + Q11)$ $=261,01$	2638,514
	Poteau	28,687			
	Somme	1664,444			

Remarque :

Les résultats obtenus montrent que l'effort normal ultime (N_u) de poteau E-3 (2638,514KN) est important par rapport à celui de C-3 (2490,851 kn), ce qui conduit à conclure que le poteau le plus sollicité de la structure est le poteau E-3.

II.1.8.3. Vérifications du poteau E-3

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

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35(1664,444) + 1,5(261,01) = 2638,514 \text{ KN}$$

$$N_u^* = 1,10\% \times N_u = 2902,366 \text{ KN}$$

Les poteaux sont pré-dimensionnés selon trois critères :

- ✓ Le critère de résistance.
- ✓ Le critère de stabilité de forme.
- ✓ Les règles du RPA99/2003.

a) Vérification de la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

On doit vérifier la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ Avec } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{1,5} = 14,20 \text{ MPa}$$

Tableau II.1.15. Vérification de la résistance à la compression simple

Niveau	N_u^*	Section B	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation
N11	164,081	0,14	1,17	14,20	Vérifier
N10	481,164	0,16	3,01	14,20	Vérifier
N9	782,246	0,16	4,89	14,20	Vérifier
N8	1079,313	0,18	5,99	14,20	Vérifier
N7	1370,098	0,18	7,61	14,20	Vérifier
N6	1657,146	0,20	8,29	14,20	Vérifier
N5	1939,562	0,20	9,69	14,20	Vérifier
N4	2219,348	0,23	9,65	14,20	Vérifier
N3	2511,029	0,23	10,92	14,20	Vérifier
N2	2826,768	0,25	11,31	14,20	Vérifier
N1	2902,366	0,25	11,61	14,20	Vérifier

b) Le critère de stabilité de forme (vérification au flambement) :

Les poteaux doivent être vérifiés à l'état limite de déformation (flambement)

$$Nu^* \leq \alpha \left[\frac{Br \times fc28}{0,9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \rightarrow B_r \geq \frac{Nu^*}{\left[\alpha \times \left[\left(\frac{fc28}{0,9 \times \gamma_b} \right) + \left(\frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right) \right] \right]}$$

B_r : Section réduite du béton $Br = (a - 2) \times (b - 2)$.

A_s : Section d'acier.

$\gamma_b = 1,5$: Coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1,15$: Coefficient de sécurité d'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élançement (λ).

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{\left[1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right) \right]} \text{ si } 0 < \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \text{ si } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

On calcule l'élançement: $\lambda = \frac{L_f}{i}$

L_f : La longueur de flambement, $L_f = 0,7 \times L_0$

$L_0 = 4,59m$ Pour sous-sol, RDC et 1^{er} étage.

$L_0 = 3,06 m$ Pour les autres étages.

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

Tableau II.1.16. Vérification de stabilité de forme

Niveau	N_u^*	$L_0(m)$	$L_f(m)$	i	λ	α	$B_r(m^2)$	$B_{calculer}(m^2)$	observation
N11	164,081	3,06	2,142	0,115	18,63	0,804	0,0093	0,1254	Vérifier
N10	481,164	3,06	2,142	0,115	18,63	0,804	0,0272	0,1444	Vérifier
N9	782,246	3,06	2,142	0,115	18,63	0,804	0,044	0,1444	Vérifier
N8	1079,313	3,06	2,142	0,129	16,605	0,813	0,06	0,1634	Vérifier
N7	1370,098	3,06	2,142	0,129	16,605	0,813	0,0766	0,1634	Vérifier
N6	1657,146	3,06	2,142	0,130	16,476	0,814	0,092	0,1849	Vérifier
N5	1939,562	3,06	2,142	0,130	16,476	0,814	0,108	0,1849	Vérifier
N4	2219,348	3,06	2,142	0,144	14,875	0,820	0,1230	0,2064	Vérifier
N3	2511,029	4,59	3,213	0,144	22,31	0,786	0,145	0,2064	Vérifier
N2	2826,768	4,59	3,213	0,144	22,31	0,786	0,163	0,2304	Vérifier
N1	2902,366	4,59	3,213	0,144	22,31	0,786	0,167	0,2304	Vérifier

Remarque : D'après les vérifications qu'on a faites on trouve que le poteau E-3 est le plus sollicité que le poteau C-3.

II.2. Partie II : étude des éléments secondaires

II.2.1. Introduction

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

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

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

II.2.2. Étude des poutrelles

Les poutrelles se calculent à la flexion simple, ce sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées aux poutres principales.

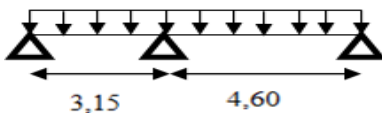
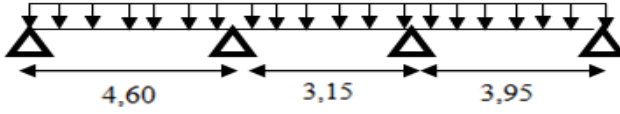
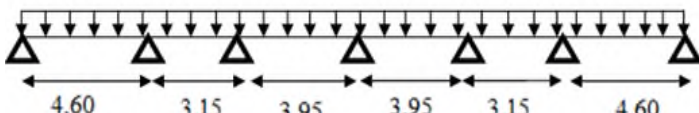
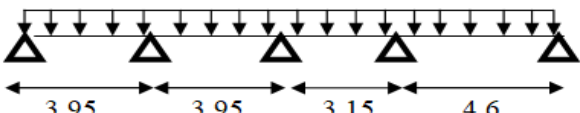
Méthode de calcul

- ✓ Les poutrelles sont calculées comme des poutres continues. Les méthodes d'RDM ont été modifiées et adaptées au béton armé et ont donné résultat à deux méthodes de calcul par la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot. **Annexe I**

Les différents types de poutrelles

Les différents types de poutrelle que présente notre projet sont montrés sur le tableau ci Dessous :

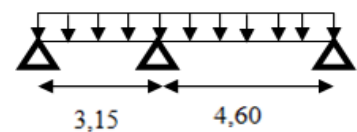
Tableau II.2.1. Les différents types de poutrelles

Types	étage	Schéma statique	Méthode de calcul adopté
1 ^{er} Type	Dans tous les étages		Méthode de Caquot minoré
2 ^{eme} Type	Dans tous les étages sauf terrasse inaccessible		Méthode de Caquot minoré
3 ^{eme} Type	Sous-sol RDC T. Accessible		Méthode de Caquot minoré
4 ^{eme} Type	1 ^{er} étage T. Inaccessible		Méthode de Caquot minoré

- Etage courant

Exemple de calcul : type 1

- Calcule des charges revenant aux poutrelles



$$ELU : \begin{cases} q_u = 1.35G' + 1.5Q \\ p_u = q_u \times L_0 \end{cases} \quad ELS: \begin{cases} q_s = Q + G' \\ p_s = q_s \times L_0 \end{cases}$$

Tel que : $L_0 = 0,65$ (entre axe des poutrelles) et $G' = \frac{2}{3} \times 5,23 = 3,487 \text{ KN/m}^2$

$$q_u = 6,957 \text{ KN/m}^2 \quad p_u = 4,52 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 4,987 \text{ KN/m}^2 \quad p_s = 3,24 \text{ KN/m}^2$$

Les moments en appuis :

❖ Appuie rive

$M_A = M_C = 0$ Les moments fictifs $M_A = M_C = -0,15 M_0^{max} (M_0^1 ; M_0^2)$

$$A \text{ L'ELU} \begin{cases} M_0^1 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,52 \times 3,15^2}{8} = 5,606 \text{ KN.m} \\ M_0^2 = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{4,52 \times 4,60^2}{8} = 11,95 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A \text{ L'ELS} \begin{cases} M_0^1 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{3,24 \times 3,15^2}{8} = 4,019 \text{ KN.m} \\ M_0^2 = \frac{q_s \times l^2}{8} = \frac{3,24 \times 4,60^2}{8} = 8,569 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } M_A = M_D = -0,15 \times M_0^2 \quad \begin{cases} M_A^U = M_C^U = -0,15 \times 11,95 = -1,793 \text{ KN.m} \\ M_A^S = M_C^S = -0,15 \times 8,569 = -1,285 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui intermédiaire

$$\text{Appui B : } l'_g = 3,15 \text{ et } l'_d = 4,60 \text{ m } M_B \begin{cases} A \text{ L'ELU} : - \frac{p_u (l'_g + l'_d)}{8,5(l'_g + l'_d)} = -8,827 \text{ KN.m} \\ A \text{ L'ELS} : - \frac{p_s (l'_g + l'_d)}{8,5(l'_g + l'_d)} = -6,327 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ Les moments en travée : (pour les calculs on utilise G et non G')

Travée AB

$$A \text{ L'ELU} : \begin{cases} M(x) = \frac{qx}{2} (l_1 - x) + MA \left(1 - \frac{x}{l}\right) + MB \left(\frac{x}{l}\right) \\ X = \frac{l}{2} - \frac{Mg - Md}{ql} = \frac{3,15}{2} + \frac{-8,823}{6,052 \times 3,15} = 1,112 \text{ m} \\ M_t^{AB} = 6,052 \frac{1,112}{2} (3,15 - 1,112) - 8,823 \left(1 - \frac{1,112}{3,15}\right) = 3,742 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A \text{ L'ELS} : \begin{cases} X = \frac{3,15}{2} + \frac{-6,325}{4,375 \times 3,15} = 1,12 \text{ m} \\ M_t^{AB} = 4,375 \frac{1,12}{2} (3,15 - 1,12) - 6,325 \left(1 - \frac{1,12}{3,15}\right) = 2,725 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC

$$A \text{ L'ELU} : \begin{cases} M(x) = \frac{qx}{2} (l_2 - x) + MB \left(1 - \frac{x}{l}\right) + MC \left(\frac{x}{l}\right) \\ X = \frac{l}{2} - \frac{Mg + Md}{ql} = \frac{4,60}{2} - \frac{-8,823}{6,052 \times 4,60} = 2,62 \text{ m} \\ M_t^{BC} = 6,052 \frac{2,62}{2} (4,60 - 2,62) - 8,823 \left(1 - \frac{2,62}{4,60}\right) = 11,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A \text{ L'ELS} : \begin{cases} X = \frac{4,60}{2} - \frac{-6,325}{4,375 \times 4,60} = 2,61 \text{ m} \\ M_t^{BC} = 4,375 \frac{2,61}{2} (4,60 - 2,61) - 6,325 \left(1 - \frac{2,61}{4,60}\right) = 8,63 \text{ KN.m} \end{cases}$$

❖ L'effort tranchant $V = V_0 + \frac{M_d - M_g}{l}$ Et $V_0 = \frac{ql}{2}$

$$\text{Travée AB} \begin{cases} V_A = \frac{6,052 \times 3,15}{2} + \frac{M_B - M_A}{3,15} = \frac{6,052 \times 3,15}{2} - \frac{8,823}{3,15} = 6,73 \text{ KN} \\ V_B = \frac{-6,052 \times 3,15}{2} + \frac{M_A - M_B}{3,15} = \frac{-6,052 \times 3,15}{2} - \frac{8,823}{3,15} = -12,33 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée BC} \begin{cases} V_B = \frac{6,052 \times 4,60}{2} + \frac{M_C - M_B}{4,60} = \frac{6,052 \times 4,60}{2} + \frac{8,823}{4,60} = 15,839 \text{ KN} \\ V_C = \frac{-6,052 \times 4,60}{2} + \frac{M_C - M_B}{4,60} = \frac{-6,052 \times 4,60}{2} + \frac{8,823}{4,60} = -12,001 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau II.2.2. Les sollicitations de la poutrelle type1

ELU							
appuis	$M_a^r (KN.m)$	$M_a^{inter} (KN.m)$	$V_u (KN)$	Travée	$L (m)$	$x (m)$	$M_{tu} (KN.m)$
A	-1,793	—	6,73	AB	3,15	1,112	3,742
B	—	-8,827	15,839				
C	-0,841	—	-12,001	BC	4,60	2,62	11,898
ELS							
appuis	$M_a^r (KN.m)$	$M_a^{inter} (KN.m)$	—	Travée	$L (m)$	$x (m)$	$M_{ts} (KN.m)$
A	-1,285	—	—	AB	3,15	1,112	2,724
B	—	-6,327	—				
C	-0,602	—	—	BC	4,60	2,62	8,625

Tableau II.2.3. Les sollicitations de la poutrelle type2

ELU							
appuis	$M_a^r (KN.m)$	$M_a^{inter} (KN.m)$	$V_u (KN)$	Travée	$L (m)$	$x (m)$	$M_{tu} (KN.m)$
A	-1,793	—	12,079	AB	4,60	1,996	12,053
B	—	-8,469	-15,761				
C	—	-1,383	13,569	BC	3,15	1,687	0,117
D	-1,322	—	-10,337	CD	3,95	2,242	8,828
ELS							
appuis	$M_a^r (KN.m)$	$M_a^{inter} (KN.m)$	—	Travée	$L (m)$	$x (m)$	$M_{ts} (KN.m)$
A	-1,285	—	—	AB	4,60	1,996	8,736
B	—	-6,07	—				
C	—	-4,575	—	CD	3,95	2,242	6,398
D	-0,948	—	—				

Tableau II.2.4. Les sollicitations de la poutrelle type3

ELU							
appuis	$M_a^r (KN.m)$	$M_a^{inter} (KN.m)$	$V_u (KN)$	Travée	$L (m)$	$x (m)$	$M_{tu} (KN.m)$
A	-1,793	—	12,079	AB	4,60	1,996	12,053
B	—	-8,469	-15,761				
C	—	-4,454	11,735	BC	3,15	1,786	1,179
D	—	-5,312	12,17	CD	3,90	1,939	6,924
E	—	-4,454	-11,735	DE	3,9	2,011	6,924

				EF	3,15	1,623	3,521
F	—	-3,531	14,687	FG	4,60	2,427	14,291
G	-1,793	—	-13,152				
ELS							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	—	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{ts}(KN.m)$
A	-1,285	—	—	AB	4,60	1,996	8,736
B	—	-6,327	—	BC	3,15	1,786	0,891
C	—	-3,192	—	CD	3,95	1,939	5,036
D	—	-3,807	—	DE	3,95	2,011	5,036
E	—	-3,192	—	EF	3,15	1,623	2,57
F	—	-2,531	—	FG	4,60	2,427	10,341
G	-1,285	—	—				

Tableau II.2.5. Les sollicitations de la poutrelle type4

ELU							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	$V_u(KN)$	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{tu}(KN.m)$
A	-1,793	—	12,079	AB	4,60	1,996	12,053
B	—	-8,469	-15,761	BC	3,15	1,786	1,179
C	—	-4,454	11,315	CD	3,95	1,87	6,124
D	—	-6,972	13,718	DE	3,95	2,267	8,575
E	-1,322	—	-10,188				
ELS							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	—	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{ts}(KN.m)$
A	-1,285	—	—	AB	4,60	1,996	8,736
B	—	-6,327	—	BC	3,15	1,786	0,891
C	—	-3,192	—	CD	3,95	1,87	4,462
D	—	-4,997	—	DE	3,95	2,267	6,217
E	-0,948	—	—				

- Terrasse accessible

$$G' = \frac{2}{3} \times 6,13 = 4,086 \text{ KN/m}^2 \left\{ \begin{array}{l} q_u = 1.35G' + 1.5Q = 7,766 \frac{KN}{m^2} \quad p_u = 5,048 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = Q + G' = 5,586 \frac{KN}{m^2} \quad p_s = 3,631 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

Tableau II.2.6. Les sollicitations de la poutrelle type1

ELU							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	$V_u(KN)$	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{tu}(KN.m)$
A	-0,939	—	7,647	AB	3,15	1,118	4,274
B	—	-9,856	17,879				
C	-2,003	—	-13,594	BC	4,60	2,613	13,505
ELS							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	—	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{ts}(KN.m)$
A	-0,675	—	—	AB	3,15	1,118	3,118
B	—	-7,088	—				
C	-1,441	—	—	BC	4,60	2,613	9,815

Tableau II.2.7. Les sollicitations de la poutrelle type2

ELU							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	$V_u(KN)$	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{tu}(KN.m)$
A	-2	—	13,681	AB	4,60	2	13,678
B	—	-9,456	-17,792				
C	—	-7,127	15,317	BC	3,15	1,683	0,235
D	-1,477	—	-11,709				
				CD	3,95	2,239	10,018
ELS							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	—	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{ts}(KN.m)$
A	-1,441	—	—	AB	4,60	2	9,939
B	—	-6,8	—				
C	—	-5,126	—	BC	3,15	1,683	0,217
D	-1,062	—	—				
				CD	3,95	2,239	7,28

Tableau II.2.8. Les sollicitations de la poutrelle type3

ELU							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	$V_u(KN)$	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{tu}(KN.m)$
A	-2	—	13,681	AB	4,60	2	13,678
B	—	-9,456	-17,792				
C	—	-4,973	13,27	BC	3,15	1,783	1,42
D	—	-5,931	13,755				
E	—	-4,973	-13,27	CD	3,95	1,94	7,896
F	—	-3,943	16,594				
G	-2	—	-14,879	DE	3,95	2,01	7,896
				EF	3,15	1,623	4,036
				FG	4,60	2,425	16,179

ELS							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	—	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{ts}(KN.m)$
A	-1,441	—	—	AB	4,60	1,996	8,736
B	—	-6,8	—		BC	3,15	1,786
C	—	-3,577	—	CD		3,95	1,939
D	—	-4,266	—		DE	3,95	2,011
E	—	-3,577	—	EF		3,15	1,623
F	—	-2,835	—		FG	4,60	2,427
G	-1,441	—	—				

- Pour terrasse inaccessible

$$G' = \frac{2}{3} \times 6,5 = 4,333 \text{ KN/m}^2 \begin{cases} q_u = 1.35G' + 1.5Q = 7,349 \frac{KN}{m^2} p_u = 4,776 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = Q + G' = 5,333 \frac{KN}{m^2} p_s = 3,466 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau II.2.9. Les sollicitations de la poutrelle type1

ELU							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	$V_u(KN)$	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{tu}(KN.m)$
A	-0,888	—	7,558	AB	3,15	1,132	4,277
B	—	-9,327	17,389		BC	4,60	2,604
C	-1,894	—	-13,334				
ELS							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	—	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{ts}(KN.m)$
A	-0,645	—	—	AB	3,15	1,132	3,136
B	—	-6,768	—		BC	4,60	2,604
C	-1,375	—	—				

Tableau II.2.10. Les sollicitations de la poutrelle type2

ELU							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	$V_u(KN)$	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{tu}(KN.m)$
A	-1,894	—	13,416	AB	4,60	2,009	13,475
B	—	-8,948	-17,307		BC	3,15	1,68
C	—	-6,745	14,899	CD		3,95	2,231
D	-1,397	—	-11,483				
ELS							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	—	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{ts}(KN.m)$

A	-1,375	—	—	AB	4,60	2,009	9,852
B	—	-6,493	—				
C	—	-4,894	—	BC	3,15	1,68	0,379
D	-1,014	—	—	CD	3,95	2,231	7,218

Tableau II.2.11. Les sollicitations de la poutrelle type4

ELU							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	$V_u(KN)$	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{tu}(KN.m)$
A	-1,894	—	13,416	AB	4,60	2,009	13,416
B	—	-8,948	-17,307				
C	—	-4,706	12,517	BC	3,15	1,777	1,593
D	—	-7,367	15,056	CD	3,95	1,874	7,024
E	-1,397	—	-11,326	DE	3,95	2,254	9,603
ELS							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	—	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{ts}(KN.m)$
A	-1,375	—	—	AB	4,60	2,009	9,852
B	—	-6,327	—				
C	—	-3,192	—	BC	3,15	1,777	1,19
D	—	-4,997	—	CD	3,95	1,874	5,152
E	-1,014	—	—	DE	3,95	2,254	7,023

• Le calcul pour le sous-sol

$$G' = \frac{2}{3} \times 5,23 = 3,487 \text{ KN/m}^2 \begin{cases} q_u = 1.35G' + 1.5Q = 8,457 \text{ KN/m}^2 p_u = 5,497 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = Q + G' = 5,987 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} p_s = 3,892 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

Tableau II.2.12. Les sollicitations de la poutrelle type1

ELU							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	$V_u(KN)$	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{tu}(KN.m)$
A	-1,023	—	7,661	AB	3,15	1,09	4,176
B	—	-10,73	18,495				
C	-2,181	—	-13,829	BC	4,60	2,632	13,609
ELS							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	—	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{ts}(KN.m)$
A	-0,724	—	—	AB	3,15	1,09	3,013
B	—	-7,595	—				
C	-1,544	—	—	BC	4,60	2,632	9,765

Tableau II.2.13. Les sollicitations de la poutrelle type2

ELU							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	$V_u(KN)$	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{tu}(KN.m)$
A	-2,181	—	13,924	AB	4,60	1,982	13,795
B	—	-10,295	-18,4				
C	—	-7,76	15,843	BC	3,15	1,69	-0,266
D	-1,608	—	-11,914	CD	3,95	2,255	10,099
ELS							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	—	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{ts}(KN.m)$
A	-1,544	—	—	AB	4,60	1,982	9,897
B	—	-7,287	—				
C	—	-5,493	—	BC	3,15	1,69	-0,125
D	-1,139	—	—	CD	3,95	2,255	7,246

Tableau II.2.14. Les sollicitations de la poutrelle type3

ELU							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	$V_u(KN)$	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{tu}(KN.m)$
A	-2,181	—	13,924	AB	4,60	1,982	12,053
B	—	-10,295	-18,4				
C	—	-5,415	13,614	BC	3,15	1,795	1,179
D	—	-6,458	14,142	CD	3,95	1,937	6,924
E	—	-5,415	-13,614	DE	3,95	2,013	6,924
F	—	-4,292	17,095	EF	3,15	1,626	3,521
G	-1,793	—	-15,229	FG	4,60	2,433	14,291
ELS							
appuis	$M_a^r(KN.m)$	$M_a^{inter}(KN.m)$	—	Travée	$L(m)$	$x(m)$	$M_{ts}(KN.m)$
A	-1,544	—	—	AB	4,60	1,982	9,897
B	—	-7,287	—				
C	—	-3,833	—	BC	3,15	1,795	0,792
D	—	-4,571	—	CD	3,95	1,937	5,602
E	—	-3,833	—	DE	3,95	2,013	5,602
F	—	-3,038	—	EF	3,15	1,626	2,803
G	-1,544	—	—	FG	4,60	2,433	11,816

Tableau II.2.15. Les sollicitations maximales de différentes poutrelles

Type de poutrelles	ELU				ELS		
	M_a^{inter} (KN.m)	M_a^r (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V_u^{max} (KN)	M_a^{inter} (KN.m)	M_a^r (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Poutrelle de plancher étage courants							
Type 1	-8,827	-1,793	11,898	15,839	-6,327	-1,285	8,736
Type 2	-8,469	-1,793	12,053	-15,761	-6,327	-1,285	8,736
Type 3	-8,469	-1,793	14,291	-15,761	-6,327	-1,285	10,341
Type 4	-8,469	-1,793	12,053	-15,761	-6,327	-1,285	8,736
Poutrelle de plancher terrasse accessible							
Type 1	-9,856	-2,003	13,505	17,879	-7,088	-1,441	9,815
Type 2	-9,456	-2	13,678	-17,792	-6,8	-1,441	9,939
Type 3	-9,456	-2	16,179	-17,792	-6,8	-1,441	10,341
Poutrelle de plancher terrasse inaccessible							
Type 1	-9,327	-1,895	13,31	17,389	-6,768	-1,375	9,732
Type 2	-8,948	-1,894	13,475	-17,307	-6,493	-1,375	9,852
Type 4	-8,948	-1,894	13,416	-17,307	-6,07	-1,375	9,852
Poutrelle de plancher sous-sol							
type 1	-10,73	-2,181	13,609	18,495	-7,595	-1,544	9,765
Type 2	-10,295	-2,181	13,795	-18,4	-7,287	-1,544	9,897
Type 3	-10,295	-2,181	14,291	-18,4	-7,287	-1,544	11,816

Tableau II.2.16. Les sollicitations maximales

Type de plancher	M_a^{inter} (KN.m)	M_a^r (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)	V_u^{max} (KN)	M_a^{inter} (KN.m)	M_a^r (KN.m)	M_t^{max} (KN.m)
Etage courant	-8,827	-1,793	14,291	15,839	-6,327	-1,285	10,341
Terrasse accessible	-9,856	-2,003	16,179	17,879	-7,088	-1,441	10,341
Terrasse inaccessible	-9,327	-1,895	13,475	17,389	-6,768	-1,375	9,852
Sous-sol	-10,73	-2,181	14,291	18,495	-7,595	-1,544	11,816

❖ Ferrailages les poutrelles

Le calcul se fait en flexion simple avec vérification de l'effort tranchant.

Le ferrailage de toutes les poutrelles se fera avec les sollicitations maximales à l'ELU.

Prenant en compte l'exemple de la poutrelle d'étage courant qui est sollicitée par :

ELU

$$M_t^{max} = 14,291 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -1,793 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{inter} = -8,827 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{max} = 15,839 \text{ KN.m}$$

ELS

$$M_t^{max} = 10,341 \text{ KN.m}$$

$$M_a^r = -1,285 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{inter} = -6,327 \text{ KN.m}$$

Les caractéristiques géométriques de la poutrelle sont : $b = 65 \text{ cm}$; $b_0 = 10 \text{ cm}$; $h = 20 \text{ cm}$; $h_0 = 4 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$; $f_e = 400 \text{ Mpa}$; $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.

✓ **Calcul à l'ELU****Calcul des armatures longitudinales CBA93 (Art A.5.1.3.1.2)****a) En travée**

Calcul du moment équilibré par la table de compression M_{tu} :

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

Si $M_t^{max} \geq M_{tu}$ l'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

$$M_{tu} = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right) = 59,072 \text{ KN.m}$$

Si $M_t^{max} < M_{tu}$ l'axe La table de compression n'est pas entièrement comprimée ; l'axe neutre passe donc par la table de compression, ce qui nous conduit à faire un calcul d'une section rectangulaire ($b \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{14,291 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,0478$$

$$\mu_{bu} < 0,186 \quad A' = 0 \rightarrow \text{pivot A ; } \xi_{st} = 10\% ; f_{st} = \frac{f_e}{1,15} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de A : } A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0478} \right) = 0,061$$

$$Z = d (1 - 0,4 \alpha) = 0,176 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{14,291 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 2,33 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 1,41 \text{ cm}^2$$

$A_{min} < A_{calculé}$ condition vérifier

On opte pour 3HA10 = 2,36 cm²

b) En appui**Appui intermédiaire**

La table de compression est tendu, le béton tendu n'interviens pas dans la résistance donc le calcul se ramène à une section rectangulaire ($b_0 \times h$).

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{8,827 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,192$$

$\mu_{bu} > 0,186$ Pivot B et $\mu_{bu} < \mu_l \rightarrow A' = 0$

$$\text{Calcul de A : } A_a = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \text{ tel que } \alpha = 0,269 \quad \text{Et} \quad Z = 0,161 \text{ m}$$

$$A_a^{inter} = \frac{8,827 \times 10^{-3}}{0,161 \times 348} = 1,57 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{calculé} \dots\dots\dots \text{Condition vérifié}$$

On opte pour **2HA10 = 1,57 cm²**

Appui de rive

$$\mu_{bu} = 0,0389 \mu_{bu} < 0,186 \rightarrow \text{Pivot A et } \mu_{bu} < \mu_{lA'} = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_a = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} \text{ tel que } \alpha = 0,0496 \text{ Et } Z = 0,176 \text{ m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{1,793 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,293 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité CBA93 (Art A.4.2.1)

$$A_{min} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{calculé} \dots\dots\dots \text{condition vérifier}$$

On opte pour **1HA10 = 0,79 cm²**

a. Vérification de l'effort tranchant $V_u^{max} = 15,839 \text{ KN.m}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{15,839 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,88 \text{ MPa}$$

$$\text{FPN } \bar{\tau}_u = \min[0,13 f_{c28} ; 5 \text{ MPa}] = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \dots\dots \text{condition vérifier donc pas de risque de rupture par cisaillement}$

Ferraillage transversal

Φ : Diamètre minimale des armatures longitudinales.

$$\Phi \geq 5,71 \text{ cm soit } \Phi_t = 6 \text{ mm}$$

On adopt pour **$A_t = 2\Phi6 = 0,57 \text{ cm}^2$**

Espacement

$$St \leq \min \begin{cases} (0,9 \times d ; 40 \text{ cm}) = 16,2 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times 0,4} = \frac{0,57 \times 400}{10 \times 0,4} = 57 \text{ cm} \\ \frac{A_t \times 0,8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0,3 K \times f_{t28})} = 79 \text{ cm} \end{cases} \text{ CBA 93 (Article A.5.1.2.2)}$$

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armature droite

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

Soit **St = 1**

Vérification des armatures longitudinales (Al) à l'effort tranchant Vu :

- Appui de rive

$$A_L \geq \frac{\gamma_s \times V_u}{f_e} = \frac{1,15 \times 15,839 \times 10^{-3}}{400} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Avec $A_L = A_{travée} + A_{appui} = 2,36 + 0,79 = 3,15 \text{ cm}^2$

- **Appui intermédiaire**

On doit vérifier

$$A_s \geq \frac{1,15}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a^{inter}}{0,9 \times d} \right) = \frac{1,15}{400} \times \left(15,839 \times 10^{-3} + \frac{8,827 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18} \right) = -1,11 \text{ KN}$$

$-1,11 \text{ KN} < 0$: Dans ce cas aucune vérification n'est nécessaire car l'effort est négligeable (aucun effort de traction).

Vérification du cisaillement au niveau de la jonction table-nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \times b_1}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \tau_u \text{ Tel que } b_1 = \frac{b-b_0}{2} = 0,275 \text{ m} \quad \text{BAEL99 (Art A.5.1.2.1.1)}$$

$$\tau_u = \frac{15,839 \times 10^{-3} \times 0,275}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,034 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de risque de rupture par cisaillement.

Vérification de l'effort tranchant dans le béton :

On doit vérifier que $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$

$$a = \min(0,9 \times d ; \text{largeur de l'appui} - 2c) = 16,2 \text{ cm}$$

$$V_u = 15,839 \text{ KN} \leq 0,267 \times 0,162 \times 0,04 \times 25 \times 10^3 = 43,254 \text{ KN} \dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc pas de risque de rupture.

Tableau II.2.17. Ferrailage des poutrelles de tous les étages

Position	Nature	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (cm)	$A_{calculé}$ (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Etage courant	Travée	14,291	0,048	0,061	0,176	2,33	1,41	3HA10=2,36
	A. inter	-8,827	0,192	0,269	0,161	1,57	0,217	1HA8+1HA12=1,63
	A. de rive	1,793	0,0389	0,0496	0,176	0,293	0,217	1HA12=1,13
Terrasse accessible	Travée	16,179	0,0541	0,069	0,175	2,19	1,412	2HA12=2,26
	A. inter	9,856	0,214	0,305	0,158	0,217	1,413	1HA12=1,13
	A. de rive	2,003	0,0435	0,056	0,176	0,217	1,412	1HA12=1,13
Terrasse inaccessible	Travée	13,475	0,045	0,058	0,176	2,17	1,412	2HA12=2,26
	A. inter	9,327	0,203	0,287	0,159	0,217	1,412	1HA12=1,13
	A. de rive	1,895	0,041	0,053	0,176	0,217	1,412	1HA12=1,13
Sous-sol	Travée	14,291	0,048	0,061	0,176	2,33	1,412	3HA10=2,36

	A. inter	10,73	0,233	0,337	0,156	0,217	1,412	1HA12=1,13
	A. de rive	2,181	0,047	0,06	0,177	0,217	1,412	1HA8=0,5

✓ **Les vérifications à L'ELS**

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

1) État limite d'ouverture des fissures.

Fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérifications.

2) État limite de compression du béton.

On doit vérifier $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa$

Remarque

Si $H > 0$ L'axe neutre est passe par la table de compression; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \times h$. Il suffit de mettre $b_0 = b$ et $h_0 = 0$

Si $H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

En travée

- **Position de l'axe neutre (y) :**

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 2,36 \times (18 - 4) = 24,4cm^3$$

$H > 0$ L'axe neutre est passe par la table de compression ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \left\{ \begin{array}{l} \Delta = 82106,76 \\ y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = 3,86 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Moment d'inertie I**

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A(d - y)^2 = 8323,965 \text{ cm}^4$$

Contrainte

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10,341 \times 10^{-3}}{8323,965 \times 10^{-8}} \times 3,86 \times 10^{-2} = 4,79 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 4,79 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifié (BAEL E.III.2)}$$

a. En appui intermédiaire

- **Position de l'axe neutre (y) :**

$$H = \frac{b_0 \times h_0^2}{2} - 15 \times A(d - h_0) = \frac{10 \times 4^2}{2} - 15 \times 1,57 \times (18 - 4) = -14,2cm^3$$

$H < 0$ L'axe neutre passe par la nervure, donc le calcul se fera pour une section en T.

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

$$5 \times y^2 + 243,55 \times y - 16,1 = 0 \begin{cases} \Delta = 59638,60 \\ y = \frac{-b + \sqrt{\Delta}}{2 \times a} = 0,066 \text{ cm} \end{cases}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + (b - b_0) \frac{(y - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 6458,15 \text{ cm}^4$$

Contrainte

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{6,327 \times 10^{-3}}{6458,15 \times 10^{-8}} \times 0,066 \times 10^{-2} = 0,065 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 0,065 \text{ MPa} \leq \sigma_b = 15 \text{ MPa} \text{ Condition vérifié (BAEL E.III.2)}$$

Tableau II.2.18. Vérification de l'état limite de compression du béton de tous les étages.

Plancher	En travée				En appui				Observation
	<i>M_t</i>	<i>Y</i>	<i>I</i>	<i>σ_b</i>	<i>M_a</i>	<i>Y</i>	<i>I</i>	<i>σ_b</i>	
	<i>KN.m</i>	<i>cm</i>	<i>cm⁴</i>	<i>MPa</i>	<i>KN.m</i>	<i>cm</i>	<i>cm⁴</i>	<i>MPa</i>	
Etage courants	10,341	3,86	8323,965	4,79	6,327	3,32	6458,15	0,065	Vérifier
T. Accessibles	10,341	3,84	8023,97	4,95	7,088	2,66	2802,01	6,72	Vérifier
T. Inaccessible	9,852	3,84	8023,97	4,71	6,768	2,66	2802,01	6,42	Vérifier
Sous-sol	11,816	3,86	8323,965	5,48	7,595	2,66	2802,01	7,21	Vérifier

1) Etats limites de déformations BAEL l'article (B.6.5.1) et (CBA93)

Le calcul des déformations est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de limiter les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service, en utilisant les formules d'évaluation de la flèche du **BAEL 91 (Article B.6.5) et du CBA 93**.

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

$$\text{nécessaire : } \begin{cases} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots \dots \dots (2) \text{BAEL} \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots \dots \dots (3) \text{BAEL} \\ \frac{A}{10 \times b_0} \leq 4,2 \times f_e \dots \dots \dots .53^\circ \text{ CBA} \end{cases}$$

h: est la hauteur de la poutrelle.

l: longueur de la travée

M_t: moment en travée.

M₀: moment isostatique de cette travée

A: section des armatures choisies.

Dans notre cas :

$$\frac{h}{l} = \frac{0,20}{4,60} = 0,0435 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{Condition n'est pas vérifiée}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul de la flèche qui est conduit selon la méthode exposée l'article **B.6.5.2 des règles BAEL91**.

a) Vérification de la flèche

On a : $\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

f_{gv} : La flèche différée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).

f_{gi} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtements + cloisons).

f_{ji} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des cloisons G sans revêtement

f_{pi} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation (G+Q).

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} \rightarrow f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{460}{500} = 0,92 \text{ cm CBA93.art (B.6.5.3)}$$

❖ Evaluation des moments en travée

Le calcul se fait d'après les formules suivantes :

$$\begin{cases} M_{js} = \frac{w \times q_{js} \times l^2}{8} \\ M_{gs} = \frac{w \times q_{gs} \times l^2}{8} \\ M_{ps} = \frac{w \times q_{ps} \times l^2}{8} \end{cases}$$

Avec :

W : 0,75 pour une travée intermédiaire.

q_{js} : La charge permanente qui revient à la poutrelle sans la charge de revêtement.

q_{gs} : La charge permanente qui revient à la poutrelle.

q_{ps} : La charge permanente + la charge d'exploitation

Donnes

$$\begin{cases} G = 5,23 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 1,5 \text{ KN/m}^2 \\ j = G - G_{\text{revet}} = 2,8 \text{ KN/m}^2 \\ P = G + Q = 6,73 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{gser} = G \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 10,37 \text{ KN.m} \\ M_{jser} = j \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 5,55 \text{ KN.m} \\ M_{pser} = (G + Q) \times l_0 \times \frac{l^2}{8} = 13,35 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \begin{cases} q_{gs} = 0,65 \times G = 3,39 \text{ KN/m} \\ q_{js} = 0,65 \times j = 1,82 \text{ KN/m} \\ q_{ps} = 0,65 \times (G + Q) = 4,37 \text{ KN/m} \end{cases}$$

❖ Propriété de la section

✓ Position de l'axe neutre : $y = 3,86 \text{ cm}$

✓ Position de centre de gravité de la section homogène :

$$v = \frac{\frac{b_0 \times h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times (A_{st}d + A_{sc}d')}{(b_0 \times h) + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times (A_{st} + A_{sc})}$$

$$v = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,36 \times 18}{(10 \times 20) + (65 - 10) \times 4 + 15 \times 2,36} = 6,76 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie de la section homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times v^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - v)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (v - h_0)^3}{3} + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A$$

$$I_0 = 18551,94 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{2,36}{18 \times 10} = 0,013$$

❖ **Calcul des coefficients λ_i et λ_v :**

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times b \times f_{t28}}{(2b + 3b_0) \times \rho} = \frac{0,05 \times 65 \times 2,1}{(2 \times 65 + 3 \times 10) \times 0,013} = 3,28 \dots \text{Déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i = 1,312 \dots \dots \text{Déformation différée}$$

❖ **Calcul des déformations E_i et E_v :**

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,86 \text{ MPa} \dots \text{Module de déformation longitudinale différée du béton.}$$

$$E_i = 3 \times E_v = 32456,58 \text{ MPa} \dots \text{Module de déformation longitudinale instantanée du béton.}$$

Contraintes : et Inertie fictifs (I_f) :

σ_s : Contraintes effective de l'acier sous l'effet de chargement considéré (MPa).

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} = 140,89 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 15 \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} = 263,33 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 15 \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I} = 338,86 \text{ MPa} \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} \mu_j = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}}\right) = 0,612 \\ \mu_g = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}}\right) = 0,769 \\ \mu_p = \max\left(0 ; 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}}\right) = 0,815 \end{array} \right.$$

Calcul des moments d'inertie fissurée

$$\text{On a } \left\{ \begin{array}{l} y = 3,86 \text{ cm} \\ v = 6,76 \text{ cm} \\ I_0 = 18551,94 \text{ cm}^4 \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} I_f^{ji} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = 6802,9 \text{ cm}^4 \\ I_f^{gi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = 5816,2 \text{ cm}^4 \\ I_f^{pi} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = 5577,7 \text{ cm}^4 \\ I_f^{gv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = 10180 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \left\{ \begin{array}{l} f^{ji} = M_{jser} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{ji}} = 5,32 \text{ mm} \\ f^{gi} = M_{gser} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{gi}} = 11,62 \text{ mm} \\ f^{pi} = M_{pser} \times \frac{l^2}{10 \times E_i \times I_f^{pi}} = 15,6 \text{ mm} \\ f^{gv} = M_{gser} \times \frac{l^2}{10 \times E_v \times I_f^{gv}} = 19,93 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 18,58 \text{ mm} > f_{adm} = 9,2 \text{ mm}$$

C'est-à-dire que la condition de la flèche n'est pas vérifiée.

Donc on augmente la section d'armature plus on augmente la hauteur de plancher à (20+4).

Tableau II.2.19. les nouveaux sections pour les plancher

Etages	G(KN)	Q (KN)	P(KN)	j(KN)	La section (cm ²)
étage courant	5,03	1,5	6,53	3,87	3HA12=3,39
T. accessible	5,88	1,5	7,38	5	3HA12=3,39
T. inaccessible	6,3	1	7,3	5,38	3HA12=3,39
Sous-sol	5,03	2,5	7,53	3,87	3HA12=3,39

Tableau II.2.20. Vérification la flèche pour tous les niveaux

Plancher	Etage courant	Terrasse accessible	Terrasse inaccessible	Sous-sol
$M_{gser}(KN.m)$	9,978	11,66	12,49	9,978
$M_{jser}(KN.m)$	7,499	9,92	10,672	7,498
$M_{pser}(KN.m)$	12,95	14,64	14,48	14,938
$I_0(cm^4)$	33298	33298	33298	33298
ρ	0,015	0,015	0,015	0,015
λ_i	2,758	2,768	2,768	2,768
λ_v	1,107	1,107	1,107	1,107
$I(cm^4)$	17397	17397	17397	17397
$\sigma_{sj}(MPa)$	109,025	144,219	155,179	109,029
$\sigma_{sg}(MPa)$	145,084	169,601	181,716	145,084
$\sigma_{sp}(MPa)$	188,349	212,867	210,559	217,194
μ_j	0,583	0,667	0,685	0,583
μ_g	0,667	0,707	0,724	0,667
μ_p	0,732	0,759	0,756	0,763
$I_f^{ji}(cm^4)$	14007	12886	12647	14007
$I_f^{gi}(cm^4)$	12865	12383	12195	12865
$I_f^{pi}(cm^4)$	12104	11816	1184	11772
$I_f^{gv}(cm^4)$	21065	20541	20333	21065
$f^{ji}(mm)$	3,49	5,018	5,502	3,49
$f^{gi}(mm)$	9,27	6,141	6,681	5,056
$f^{pi}(mm)$	6,977	8,078	7,973	8,273
$f^{gv}(mm)$	9,265	11,106	12,021	9,265
Δf	7,69	8,02	7,81	8,99
$f_{adm}(mm)$	9,2	9,2	9,2	9,2
Observation	vérifié	vérifie	Vérifie	Vérifie

❖ Schéma de ferrailage

Tableau II.2.21. Schéma de ferrailage des poutrelles

	Appui intermédiaires	Appui de rive
Etage courant		
Terrasse accessible +		
Terrasse inaccessible		
Sous-sol		

II.2.3. Etude dalle de compression CBA (Art B.6.8.2.3) [2]

❖ **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

50 cm ≤ entre axe entre les poutrelles $l_0 = 65\text{ cm} \leq 80$ donc $A_{\perp} = \frac{4 \times l_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1,106\text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec $St \leq 20\text{ cm}$

$f_e = 235\text{ MPa}$ Car c'est du treillis soudés (Rond Lisse « RL »)

➤ **Armatures parallèle aux poutrelles :**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{1,10}{2} = 0,553\text{ cm}^2/\text{ml}. \text{ Avec } St \leq 30\text{ cm}$$

On opte pour un treillis soudés $\phi 6$ (150 x 150) mm².

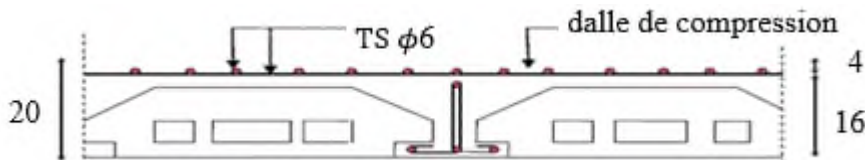


Figure II.2.1. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

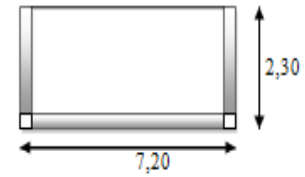
II.2.4. Étude de plancher a dalle plein

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

On appelle panneau de dalle dans un plancher les parties de dalles bordées par des appuis.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \begin{cases} \rho \leq 0,4 : \text{La dalle travaille suivant un seul sens} \\ \rho > 0,4 : \text{La dalle travaille suivant les deux sens.} \end{cases}$$

❖ **panneau DP1 sur 03 appuis**



$$\rho = \frac{2}{6,9} = 0,289 < 0,4$$

La dalle elle travail selon un seul sens : on a $\begin{cases} G = 4,93 \text{ KN/m}^2 \\ Q = 3,5 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$

$$\begin{cases} q_u = 1,3 \times 4,93 + 1,5 \times 3,5 = 11,91 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = G + Q = 4,93 + 3,5 = 8,43 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_u^x = \frac{q_u \times l_x^2}{8} = \frac{11,91 \times 2^2}{8} = 5,96 \text{ KN.m} \\ M_s^x = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{8,43 \times 2^2}{8} = 4,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_t^u = 0,85 \times M_0^x = 5,06 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 0,85 \times M_0^x = 3,59 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Et } \begin{cases} M_a^u = -0,4 \times M_0^x = -2,38 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0,4 \times M_0^x = -1,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Effort tranchant : $V_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = \frac{11,91 \times 2}{2} = 11,91 \text{ KN}$

✓ **Ferraillage a la flexion simple**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1 ml.

Tableau II.2.22. Ferraillage de la dalle sur 3 appuis en flexion simple

	Sens	μ_{bu}	a	$z(m)$	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{choisit}(cm^2)$
Travée	x-x	0,024	0,031	0,119	1,23	1,12	4HA8 = 2,01
Appuis	x-x	0,012	0,015	0,119	0,57	1,12	3HA8 = 1,51

L'espacement des armatures $St=25cm \leq \min(3e; 33cm) = 33cm$ (sens x)

Armature de répartition $\begin{cases} A_r = \frac{A_x}{4} \\ A_x = 2,01cm^2 \text{ et } \frac{A_x}{4} = 0,5 \text{ cm}^2 \end{cases}$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

Pour $\rho < 0,4$ on a $V_u = \frac{q_u \times l_x^2}{2} = \frac{11,91 \times 2}{2} = 11,91 \text{ KN}$

$$\tau_u^x = \frac{11,91 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,0993 \text{ MPa} \text{ Et } \tau_u^x \leq 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u^x = 0,0993 \text{ MPa} < \tau_u^x = 1,25 \text{ MPa}$ la condition est vérifier

A L'ELS

✓ **Contrainte de compression de béton**

$$q_s = 4,93 + 3,5 = 8,43 \text{ KN/m}^2$$

$$M_0^x = \frac{q_s \times l_x^2}{8} = \frac{8,43 \times 2^2}{8} = 4,215 \text{ KN.m} \begin{cases} \text{En travée : } M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 3,58 \text{ KN.m} \\ \text{En appui : } M_a^x = -0,4 \times M_0^x = -1,686 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tel que $y = 0$:
$$\begin{cases} \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A_s \times y - 15 \times A_s \times d = 0 \\ I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A_s \times (d - y) \end{cases}$$

Le tableau suivant illustre les résultats de calcul :

Tableau II.2.23. Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis

Sens	$M(KN.m)$	$y(m)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	Observation
En travée	3,59	0,059	55202	0,38	15	Verifier
En appui	1,69	0,066	26473	0,42	15	Verifier

Verification des conditions de la flèche

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{14}{200} = 0,07 \geq \frac{1}{16} = 0,063 \dots \dots \dots \text{condition verifier} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \rightarrow \frac{h}{L} = 0,07 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,014 \dots \dots \dots \text{condition verifier} \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{A}{b \times d} = 0,0018 \leq \frac{4,2}{f_e} = 0,012 \dots \dots \dots \text{condition verifier} \end{cases}$$

✓ **Schema de ferrailage**

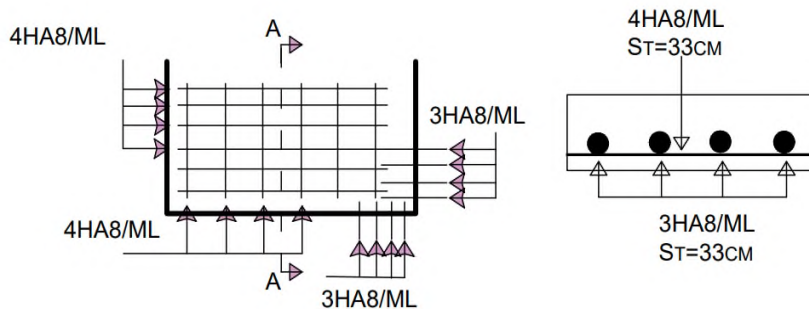
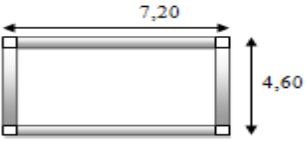
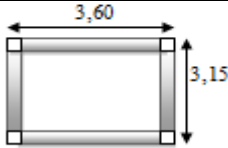


Figure II.2.2. Schéma de ferrailages de DP1

Panneau des dalles DP2, DP3, DP4 et DP6

Tableau II.2.24. les différents types de dalles pleins

	<p>Dalle plein 2</p> <p>La dalle plein sur deux appuis elle travaille selon 02 sens (selon x et selon y)</p>
	<p>Dalle plein 3</p> <p>La dalle plein sur deux appuis elle travaille selon 02 sens (selon x et selon y)</p>

	<p>Dalle plain 4</p> <p>La dalle plain sur quatre appuis elle travaille selon 02 sens (selon x et selon y)</p>
	<p>Dalle plain 6</p> <p>La dalle plain sur quatre appuis elle travaille selon 02 sens (selon x et selon y)</p>

Le résumé de calculs de ferrailage des autres types de dalles pleins sont résumé dans les tableaux suivants :

Tableau II.2.25. Ferrailages des defferents types de dalles pleins

type		sens	M (KN.m)	μ_{bu}	a	z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	St (cm)
DP2	Travée	x-x	0,169	0,008	0,01	0,119	0,41	1,43	3HA8=1,51	33
		y-y	0,042	0,002	0,003	0,119	0,10	1,12	3HA8=1,51	45
	Appui	x-x	0,079	0,004	0,005	0,119	0,19	1,43	3HA8=1,51	33
		y-y	0,019	0,001	0,001	0,119	0,048	1,12	3HA8=1,51	45
DP3	Travée	x-x	0,197	0,009	0,012	0,119	0,475	1,4	3HA8=1,51	33
		y-y	0,05	0,002	0,003	0,119	0,118	1,12	3HA8=1,51	45
	Appui	x-x	0,093	0,005	0,006	0,119	0,223	1,4	3HA8=1,51	33
		y-y	0,023	0,001	0,001	0,119	0,056	1,12	3HA8=1,51	45
DP4	Travée	x-x	1,41	0,069	0,089	0,116	3,49	1,33	3HA12+1HA8 =3,89	33
		y-y	0,45	0,022	0,028	0,119	1,09	1,12	3HA8=1,51	45
	Appui	x-x	0,94	0,046	0,059	0,117	2,3	1,33	3HA10=2,36	33
		y-y	0,3	0,015	0,019	0,119	0,73	1,12	3HA8=1,51	45
DP6	Travée	x-x	0,39	0,019	0,024	0,119	0,93	1,19	3HA8=1,51	33
		y-y	0,27	0,013	0,017	0,119	0,65	1,12	3HA8=1,51	45
	Appui	x-x	0,26	0,013	0,016	0,119	0,62	1,19	3HA8=1,51	33
		y-y	0,18	0,009	0,011	0,119	0,43	1,12	3HA8=1,51	45

Tableau II.2.26.verification des efforts tranchants des defferents panneaux

	$V_x(KN)$	$V_y(KN)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Obsevation
DP2	0,439	0,437	0,036	1,25	Verifier
DP3	0,49	0,41	0,04	1,25	Verifier
DP4	1,83	3,36	0,26	1,25	Verifier
DP6	1,21	1,47	0,116	1,25	Verifier

Tableau II.2.27.verification des contraintes a L'ELS

type	sens	M (KN.m)	y (m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	
DP2	Travée	x-x	0,125	0,032	5657,2	0,714	15	Verifier
		y-y	0,04	0,032	5657,2	0,23	15	Verifier
	Appui	x-x	0,059	0,032	5657,2	0,34	15	Verifier
		y-y	0,19	0,032	2267,5	0,271	15	Verifier
DP3	Travée	x-x	0,147	0,032	5657,2	0,838	15	Verifier
		y-y	0,05	0,032	5657,2	0,3	15	Verifier
	Appui	x-x	0,07	0,032	5657,2	0,394	15	Verifier
		y-y	0,02	0,032	2267,5	0,352	15	Verifier
DP4	Travée	x-x	1,055	0,043	9765	4,65	15	Verifier
		y-y	0,513	0,032	5657,2	2,92	15	Verifier
	Appui	x-x	0,704	0,036	6846,5	3,66	15	Verifier
		y-y	0,34	0,032	5657,2	1,94	15	Verifier
DP6	Travée	x-x	0,311	0,043	9765	1,37	15	Verifier
		y-y	0,25	0,032	5657,2	1,4	15	Verifier
	Appui	x-x	0,21	0,036	6846,5	1,08	15	Verifier
		y-y	0,16	0,032	5657,2	0,94	15	Verifier

Les Schémas de ferrailag : Annexe II

II.2.4. etude de dalle ascenseur

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

Evaluation des charges et surcharges

Les caractéristiques

$V=1 \text{ M/S}$: La vitesse minimale
 $Pm=15 \text{ KN}$: La charge due a la machine **Annexe V**
 $Dm=82 \text{ KN}$: La charge due a l'ascenseur
 $Fc=140 \text{ KN}$: Poids de la cuvette
 $Bs=l=3,3 \text{ m}$: La dimension de la gaine
 $Ts=L=3,65 \text{ m}$

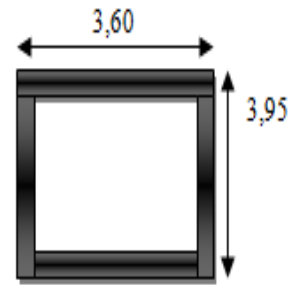


Figure II.2.3. Schéma de la cage d'ascenseur

La dalle reprend des charges importantes, alors on prend une épaisseur $h = 20 \text{ cm}$ La charge nominale = 10 KN

$$P = Pm + Dm + \text{charge nominale} = 15 + 82 + 10 = 107 \text{ KN}$$

Poids propre de la dalle et des revêtements, On a un revêtement en béton d'épaisseur $e = 8 \text{ cm}$

$$G_1 = 25 \times 0,2 + 25 \times 0,08 = 7 \text{ KN/m}^2 \text{ et } G' = \frac{F_c}{S} = 9,85 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{Tel que } S = 3,6 \times 3,95 = 14,22 \text{ m}^2$$

$$G_{tot} = G + G' = 16,85 \text{ KN/m}^2 \text{ Et } Q = 1 \text{ KN/m}^2$$

Cas de charge repartie

Calcule les sollicitations

$$\begin{cases} q_u = 24,25 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = 17,85 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,3}{3,65} = 0,904 > 0,4 : \text{ la dalle elle travaille selon les deux sens}$$

$$\text{A L'Elu } \begin{cases} \mu_x = 0,0456 \\ \mu_y = 0,7834 \end{cases}$$

$$\text{A l'ELS } \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,8502 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe VI}$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 = 12,04 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y \times M_x = 9,43 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Les moments en travée } \begin{cases} M_t^x = 0,75 \times M_x = 9,03 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 \times M_y = 7,07 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Les moments en appui } \begin{cases} M_a^x = -0,5 \times M_x = -6,02 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,5 \times M_y = -4,715 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Ferrailage

Le ferrailage se fait à la flexion simple et est calculer comme une poutre rectangulaire pour une band de 1 ml.

Tableau II.2.29. ferrailage la dalle a la flexion simple

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	a	z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)
Travée	x-x	9,03	0,0196	0,025	0,178	1,45	1,67	3HA10 = 2,36
	y-y	7,07	0,0154	0,019	0,178	1,14	1,6	3HA10 = 2,36
Appui	x-x	6,02	0,0131	0,0165	0,178	0,96	1,67	3HA10 = 2,36
	y-y	4,715	0,0103	0,0129	0,179	0,756	1,6	3HA10 = 2,36

Espacement des armatures

Sens x-x : $St \leq \min(3e; 33 \text{ cm})$ Et $St \leq 33 \text{ cm}$

Sens y-y : $St \leq \min(4e; 45 \text{ cm})$ Et $St \leq 45 \text{ cm}$

✓ **Verification l'effort tranchant**

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPa}$$

On a $\rho = 0,90 > 0,4 \rightarrow$ la flexion simple dans les deux sens

sens x - x : $V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 26,675 \text{ KN}$

sens y - y : $V_y = \frac{q_u \times l_x}{2(1 + \frac{\rho}{2})} = 27,59 \text{ KN}$

D'où $\tau_u = 0,169 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa}$ la condition est verifiee

❖ **Verification a l'ELS**

✓ **Etats limite de compression du beton**

$$\begin{cases} M_x = 10,26 \text{ KN.m} \\ M_y = 8,726 \text{ KN.m} \end{cases} \begin{cases} M_t^x = 7,695 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 6,545 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ Et } \begin{cases} M_a^x = -5,13 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -4,363 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

Tableau II.2.30. les resultat de calcule de la contrainte

	sens	M (KN.m)	y(m)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	x-x	7,695	0,055	24296	1,74	15	Vérifier
	y-y	6,545	0,041	13686	1,94	15	Vérifier
Appui	x-x	5,13	0,045	16706	1,38	15	Vérifier
	y-y	4,363	0,041	13686	1,29	15	Vérifier

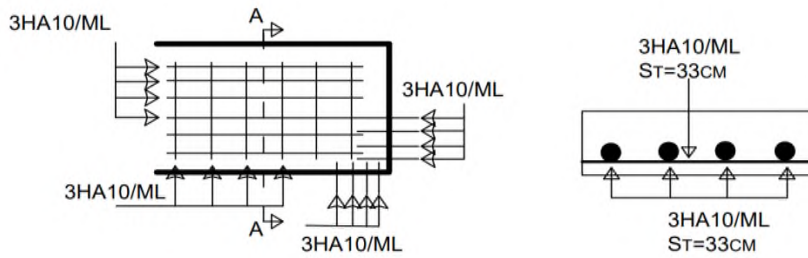
✓ **Vérification de la flèche**

D'après le BAEL91 et CBA93, la vérification à la flèche est inutile si :

$$\begin{cases} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_x^t}\right) \times L_x \\ A_t \leq \frac{2 \times b \times d_x}{f_e} \end{cases} \begin{cases} e = 20 \text{ cm} > 5 \text{ cm} \\ A_t = 2,36 \text{ cm}^2 < 9 \text{ cm} \end{cases}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage**



Figure

ferrailage de la dalle de l'ascenseur

II.2.4. Schéma de

II.2.5. Étude des escaliers

L'escalier travaille à la flexion simple en considérant la dalle comme une poutre uniformément chargée et en tenant des types d'appuis sur lesquels elle repose.

Pour déterminer les sollicitations, on a deux méthodes de calcul qui sont les suivantes :

- ✓ La méthode des charges équivalentes
- ✓ La méthode R.D.M.

Escalier type 1 : étage courante

$$\text{Charge et la surcharge} \left\{ \begin{array}{l} \text{Palier : } G_p = 4,93 \text{ KN/m}^2 \\ \text{Volée : } G_v = 8,57 \frac{\text{KN}}{\text{m}^2} \\ Q_{\text{escalier}} = 2,5 \text{ KN/m}^2 \end{array} \right.$$

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux pour calculer les efforts tranchants et les moments fléchissant.

Les combinaisons de charge

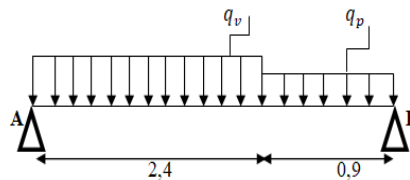


Figure II.2.5. Schéma statique avec le chargement

Le calcul se fait pour une bande de 1m :

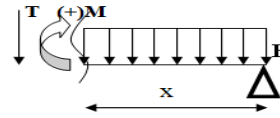
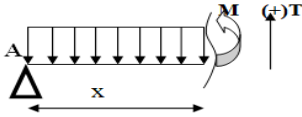
$$\text{A L'ELU : } \begin{cases} q_v = 15,32 \text{ KN/ml} \\ q_p = 10,41 \text{ KN/ml} \end{cases} \quad \text{Et A L'ELS : } \begin{cases} q_v = 8,57 + 2,5 = 11,07 \text{ KN/ml} \\ q_p = 4,93 + 2,5 = 7,43 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

$$\text{ELU : } \sum F = 0 : R_A + R_B = 15,28 \times 2,4 + 10,41 \times 0,9 = 36,67 + 9,37 = 46 \text{ KN}$$

$$\text{ELS : } \sum F = 0 : R_A + R_B = 11,04 \times 2,4 + 7,43 \times 0,9 = 26,49 + 6,687 = 33,177 \text{ KN}$$

$$\text{ELU} \left\{ \begin{array}{l} \sum M/A : R_B = 21,4 \text{ KN} \\ \sum M/B : R_A = 24,57 \text{ KN} \end{array} \right. \quad \text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} \sum M/A : R_B = 15,43 \text{ KN} \\ \sum M/B : R_A = 17,82 \text{ KN} \end{array} \right.$$

❖ Calcul des sollicitations



Calculer les efforts tranchants

$$0 \leq x \leq 2,4 \begin{cases} T_y(x) = 24,57 - 15,25 \times x \\ T_y(0) = 24,57 \text{ KN} \\ T_y(2,4) = -12,03 \text{ KN} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 0,9 \begin{cases} T_y(x) = -21,4 - 10,4 \times x \\ T_y(0) = -21,4 \text{ KN} \\ T_y(0,9) = -12,04 \text{ KN} \end{cases}$$

Calculer les moments fléchissant

$$0 \leq x \leq 2,4 \begin{cases} M(x) = -24,57 \times x + 15,25 \times \frac{x^2}{2} \\ M(0) = 0 \\ M(2,4) = -15,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$0 \leq x \leq 0,9 \begin{cases} M(x) = -21,4 \times x + 10,4 \times \frac{x^2}{2} \\ M(0) = 0 \\ M(0,9) = -15,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau II.2.31

Tableau II.2.31. les sollicitations dans l'escalier

Etat limite	x (m)	M ₀ ^{max} (KN.m)	M _t ^{max} (KN.m)	M _a ^{max} (KN.m)	V _u (KN)
ELU	1,61	19,82	14,88	9,91	24,61
ELS	1,61	14,31	12,16	5,72	20,74

Tableau II.2.32. Ferrailages les escaliers

Position	M (KN.m)	μ _{bu}	a	z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	St
Travée	14,88	0,032	0,041	0,177	2,42	2,17	2HA10 + 1HA12 = 2,7	20
Appui	9,91	0,022	0,029	0,178	1,57	2,17	2HA10 + 1HA12 = 2,7	20

❖ Armature secondaire

$$A_t = \frac{A_l}{3} = \frac{2,7}{3} = 0,9 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on choisit pour } 4\text{HA}8 = 3,14 \text{ cm}^2 \text{ St} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \Rightarrow \text{St} = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ Vérifiée.}$$

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\left\{ \begin{array}{l} V_u^{max} = 24,61 \text{ KN.m} \\ \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24,61 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,136 \text{ MPa} \\ \tau_u = \frac{\bar{f}_{c28}}{1,5} = 1,17 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Vérification a L'ELS

Etat limite d'ouverture de fissures

Les escaliers sont des éléments couverts alors la fissuration est peu nuisible, d'après le **BAEL91 (Art A57. 5. 3. 2)** aucune vérification n'est effectuée.

Vérification des contraintes

Tableau II.2.33. Vérification des contraintes en travée et en appui

	M_{ser}	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	12,16	2,92	4713,1	7,54	15	Vérifier
En appui	5,72	1,57	1418,1	6,34	15	Vérifier

Vérifications de l'état limite de déformation

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{e}{Lx} \geq \max \left[\left(\frac{3}{80} ; \frac{M_t}{20 \times M_0} \right) \right] \\ A_t \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \end{array} \right. \dots \dots \text{condition verifier}$$

Les deux conditions sont vérifiées, alors la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

❖ **Schéma de ferrailage**

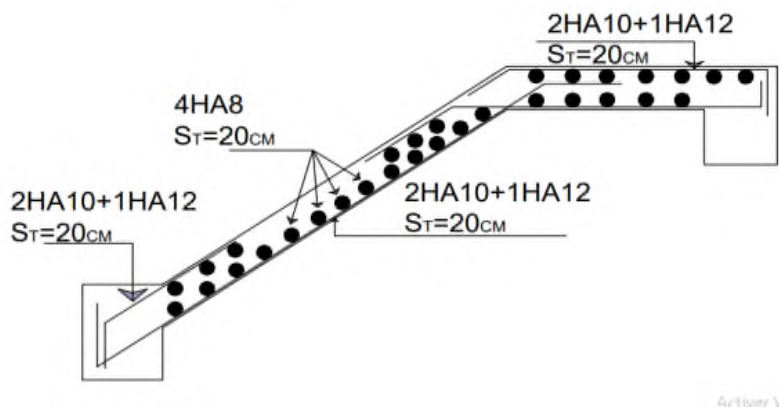


Figure II.2.6. Schéma de ferrailage l'escalier de type 1

II.2.6. Etude de la poutre palière

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous forme de réaction d'appuis et aux moments de torsion.

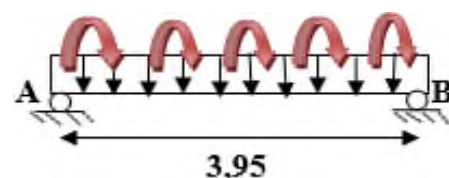


Figure II.2.7. Schéma statique de la poutre palière.

❖ Dimensionnement

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \rightarrow \frac{395-30}{15} \leq h \leq \frac{395-10}{10} \rightarrow 24,33 \text{ cm} \leq h \leq 36,5 \text{ cm}$$

On prend $h = b = 30 \text{ cm}$

Vérification des exigences du **RPA99V2003**

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{cases} \text{Toutes les conditions sont vérifiées donc on adopte pour } (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

L'étude de la poutre palière se fera en flexion simple et à la torsion.

❖ Calcule à la flexion simple

a) Calcul des charges revenant à la poutre palière

- son poids propre G_0 : $G_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/m}$

- poids de murs intérieure : $G_{mur} = 1,3 \times (1,53 - 0,3) = 1,60 \text{ KN/m}$

- La charge revenant à l'escalier est la réaction d'appuis ou point B : $\begin{cases} R_B^u = 21,4 \text{ KN} \\ R_B^s = 15,41 \text{ KN} \end{cases}$

- moment de torsion : $M_{torsion} = M_B \times \frac{L}{2}$

b) Calcule les sollicitations $\begin{cases} p_u = 1,35(G_0 + G_{mur}) + R_B^u = 26,60 \text{ KN} \\ p_s = (G_0 + G_{mur}) + R_B^s = 19,26 \text{ KN} \end{cases}$

✓ Les moments

$$\text{Travée} \begin{cases} M_u = 0,85 \times \frac{p_u \times l^2}{8} = 37,65 \text{ KN.m} \\ M_s = 0,85 \times \frac{p_s \times l^2}{8} = 27,26 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Appui} \begin{cases} M_u = -0,4 \times \frac{p_u \times l^2}{8} = -17,72 \text{ KN.m} \\ M_s = -0,4 \times \frac{p_s \times l^2}{8} = -12,83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Effort tranchant : $V_u = \frac{p_u \times L}{2} = 48,55 \text{ KN}$

a) Ferrailage

Armature longitudinal

Tableau II.2.34. Ferrailage de la poutre palière en flexion simple

Position	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	a	$z(\text{cm})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{cal} \geq A_{min}$
En travée	37,65	0,113	0,15	0,263	4,113	1,014	Vérifier
En appui	17,72	0,053	0,068	0,272	1,87	1,014	Vérifier

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{48,55 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,58 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,28 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ La condition est vérifiée.

$$A_{tran} \geq \max \begin{cases} \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2 \\ \frac{b \times st(\tau_u - 0,3f_{t28})}{f_e} = -0,06 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

On prend $A_{tran} = 0,45 \text{ cm}^2$

❖ Calcule à la torsion

a) Armature longitudinale

D'après le **BAEL 91**, dans le cas de la torsion, la section réelle ($b \times h$) est remplacée par une section creuse équivalente Ω d'épaisseur ($e = \frac{\Phi}{6}$); car des expériences ont montrés que le noyau d'une section pleine ne joue aucun rôle dans l'état limite ultime de torsion

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \left\{ \begin{array}{l} \Omega = (b - e) \times (h - e) \\ U = [(b - e) \times (h - e)] \end{array} \right.$$

Ω : l'airde contour a mi tracé – épaisseur des parois

$$e : \text{L'épaisseur de la paroi au point considéré} \left\{ \begin{array}{l} e = \frac{\Phi}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \\ \Phi = \min(b; h) = 30 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \Omega = (30 - 5) \times (30 - 5) = 625 \text{ cm}^2 = 0,625 \text{ m}^2 \\ U = 1,25 \text{ m} \\ M_{torsion} = 14,88 \times \frac{3,65}{2} = 27,156 \text{ KN.m} \end{array} \right. \left\{ A_l^{tor} = \frac{27,156 \times 10^{-3} \times 1,25 \times 1,15}{2 \times 0,625 \times 400} = 7,81 \times 10^{-4} \text{ cm}^2 \right.$$

b) Armature transversale

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$ et on calcule

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{27,156 \times 10^{-3} \times 15 \times 10^{-2}}{2 \times 0,625 \times 400} = 0,814 \text{ cm}^2$$

c) Contrainte de cisaillement

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{27,156 \times 10^{-3}}{2 \times 0,625 \times 0,05} = 4,344 \text{ MPa}$$

On doit vérifier $\tau_{tor}^{tot} \leq \bar{\tau}$ tel que $\tau_{tor}^{tot} = \sqrt{\tau_{F.S}^2 + \tau_{tor}^2} = \sqrt{0,58^2 + 4,344^2} = 4,38 \text{ MPa}$

Fissuration peu nuisible donc $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

$\tau_{tor}^{tot} > \bar{\tau}$ La condition n'est pas vérifiée donc on doit on doit augmenter la section de la poutre : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

Ce qui donne $\tau_{tor}^{tot} = 2,76 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$

Aussi ce qui donne la section en travée = $3,40 \text{ cm}^2$; en appui = $1,57 \text{ cm}^2$ et $A_{min} = 1,39 \text{ cm}^2$

d) Ferrailage globale

Armature longitudinal

$$\text{Travée} \left\{ \begin{array}{l} A_{st} = A_{F.S}^{travée} + \frac{A_l^{torsio}}{2} = 7,085 \text{ cm}^2 \\ \text{Soit } 5\text{HA}14 = 7,7 \text{ cm}^2 \end{array} \right. \text{Appui} \left\{ \begin{array}{l} A_{st} = A_{F.S}^{appui} + \frac{A_l^{torsio}}{2} = 5,48 \text{ cm}^2 \\ \text{Soit } 5\text{HA}12 = 5,65 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Armature transversale} \left\{ \begin{array}{l} A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{trans}^{tor} = 0,45 + 0,814 = 1,264 \text{ cm}^2 \\ \text{Soit } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

❖ Les vérifications à ELS
Vérification des contraintes

Tableau II.2.35. Vérification des contraintes à L'ELS

Position	$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
Travée	27,26	10,70	59048	4,94	15	Vérifier
Appuis	12,83	9,06	43064	2,72	15	Vérifier

❖ Les vérifications de la flèche

1) $\frac{h}{L} \geq \max \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] \rightarrow \frac{0,35}{3,65} = 0,0958 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \text{condition vérifié.}$

2) $\frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{7,81 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,28} = 0,00929 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$

3) $L = 3,65m < 8m \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.}$

Schéma de ferrailage

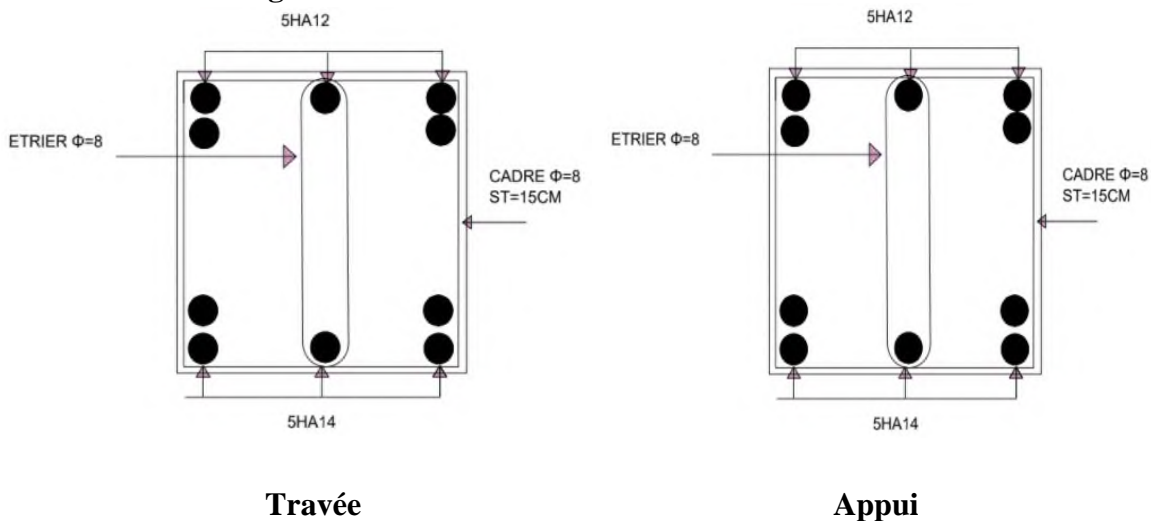


Figure II.2.8. Schéma de ferrailage de la poutre palière

II.2.7. Étude de 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 dépend et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

Soit S la section de l'acrotère :
$$\begin{cases} S = (80 \times 10) + (10 \times 10) + \frac{10 \times 10}{2} \\ S = 0,095 m^2 \end{cases}$$

❖ Charge permanente

Poids propre
$$\begin{cases} G = \gamma_b \times S \times 1 \\ G = 25 \times 0,095 \times 1G_0 = 2,375 \frac{KN}{ml} \end{cases}$$

Enduit de ciment

$$G1 = \gamma_c \times e = 20 \times 0,02 = 0,4 \text{ KN/ml}$$

Donc $G_{tot} = 2,78 \text{ KN/ml}$

La surcharge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/ml}$

On a les données suivantes :

$Q = 1 \text{ KN/ml}$

$G = 0,4 \text{ KN/ml}$

$A = 0,15$

$C_p = 0,8$

$w_p = 2,78 \text{ KN/ml}$

$F_p = 4 \times A \times C_p \times w_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,78 = 1,33 \text{ KN}$ (F_p : est la force horizontale).

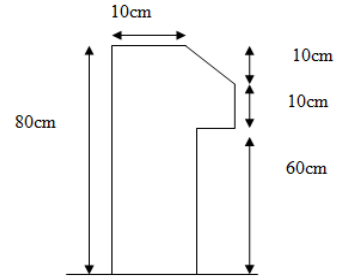


Figure II.2.9. Coupe transversale de l'acrotère

Calcul des sollicitations

a) Centre de pression

$$X_c = \frac{\sum A_i \times X_c}{A_i} \quad Y_c = \frac{\sum A_i \times Y_c}{A_i}$$

$$X_c = \frac{0,8 \times 0,1 \times 0,05 + 0,1 \times 0,1 \times 0,15 + 0,1 \times 0,05 \times 0,133}{0,095} = 0,065m$$

$$Y_c = \frac{0,8 \times 0,1 \times 0,4 + 0,1 \times 0,1 \times 0,65 + 0,1 \times 0,05 \times 0,733}{0,095} = 0,44m$$

b) Moment engendré par les efforts normaux

$N_G = 2,36 \text{ KN/m} \rightarrow N_G = 0 \quad M_G = 0$

$F_p = 1,33 \text{ KN} \rightarrow M_{Fp} = 1,33 \times 0,44 = 0,59 \text{ KN.m}$

$M_Q = q \times h = 1 \times 0,8 = 0,8 \text{ KN/m}$

Le calcul se fait en flexion composée de bande de 1m.

Tableau II.2.36. Les sollicitations de calcul

sollicitations	Les combinaisons		
	ELU accidentelle	ELU	ELS
	G + Q + F_p	1,35G+1,5Q	G+Q
<i>N (KN)</i>	2,78	3,75	2,78
<i>M (KN.m)</i>	1,39	1,2	0,8

❖ **Ferraillage**

Calcul de l'excentricité $\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1,2}{3,75} = 0,32m \\ \frac{H}{6} = \frac{0,8}{6} = 0,13m \end{array} \right.$

Donc on a : $e_1 = 0,32m > \frac{H}{6} = 0,13m$...section partiellement comprimée SPC

Le ferraillage se fait par assimilation à la flexion simple.

Un élément soumis à un effort composé dû à une force de compression doit être justifié à l'état limite ultime de stabilité de forme selon (**B.A.E.L 91 Art 4.4.1**). Pour l'excentricité selon (**C.B.A Art 4.3.5**).

$$e = e_2 + e_1 + e_a$$

$$\text{Tel que } e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{h}{250}\right); e_2 = \frac{3L_f^2}{10^4 \times h} (2 + a \times \Phi) \text{ et } a = \frac{M_G}{M_Q + M_G}$$

Avec : e_1 : Excentricité structurale.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

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

a : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi permanentes ; au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

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

L_f : Longueur de flambement : $L_f = 2L_0 + 2 \times 0,8 = 1,6 \text{ m}$

h : hauteur de la section égale à 10cm.

$$a = 0 ; e_1 = 2\text{cm} ; e_2 = 0,0192\text{m}$$

$$\text{Donc } e = 0,32 + 0,0192 + 0,02 = 0,36 \text{ m}$$

Position de centre de pression

On a : $e_G = 0,32\text{m} > \frac{h}{2} = 0,05\text{m}$ (C) → est à l'extérieur de la section

Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif :

$$d = 8 \text{ cm} ; h = 10 \text{ cm}$$

$$M_{uA} = M_{uG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1,2 + 3,75 \left(0,08 - \frac{0,1}{2} \right) = 1,31 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{1,31 \times 10^{-3}}{14,2 \times 1 \times 0,08^2} = 0,014 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

$$a = 0,0176 \text{ Et } Z = 0,179 \text{ m}$$

$$A_p = \frac{M_{uA}}{f_{st} \times Z} = \frac{0,00131}{348 \times 0,179} = 0,21 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,21 - \frac{0,00375}{348} = 0,209 \text{ cm}^2$$

❖ Les vérifications à L'ELU

✓ Vérification de la condition de non fragilité

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{calculé}$$

$$A_{min} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,966 \text{ cm}^2 \rightarrow A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s = 0,209 \text{ cm}^2$$

On adopte pour 4HA8 = 2,01 cm² /ml

✓ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,503 \text{ cm}^2 \text{ on adopte pour } 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{Espacement : } \begin{cases} \text{Armature principale } St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm on adopte } St = 25 \text{ cm.} \\ \text{Armature de répartition } St \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm on adopte } St = 25 \text{ cm.} \end{cases}$$

✓ Les vérifications au cisaillement

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\bar{\tau} \leq \min(0,1 \times f_{c28} ; 3MPa) \leq 2,5 MPa$$

$$V_U = M_p + Q = 1,33 + 1 = 2,33 KN$$

$$\tau = \frac{V_U}{b \times d} = \frac{0,00233}{1 \times 0,08} = 0,029 MPa \leq 2,5 MPa \quad \text{pas de risque de cisaillement}$$

❖ Verification de l'adhérence

$$\xi_{se} = \frac{V_U}{0,9 \times d \times \sum \mu_i} \quad \text{tel que } \sum \mu_i : \text{ est la somme de périmètre des barres}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \Phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7,54 \text{ cm} \rightarrow \xi_{se} = \frac{0,00233}{0,9 \times 0,08 \times 0,0754} = 0,429 MPa$$

$$\bar{\xi}_{se} = 0,6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,1 = 2,835 MPa$$

Ψ_s : est le coefficient de scellement

$$\xi_{se} = 0,429 MPa < \bar{\xi}_{se} = 2,835 MPa \rightarrow \text{Donc pas de risque d'adhérence}$$

$$\text{Les vérifications à L'ELS} \begin{cases} M_{ser} = 0,8 KN.m \quad (d = 10 - 2 = 8 \text{ cm}) \\ N_{ser} = 2,78 KN \quad \left\{ \begin{array}{l} \eta = 1,6 \end{array} \right. \end{cases}$$

Verification des contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_{sc} = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) \leq \sigma_{sc} = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) MPa (FN) \end{cases}$$

La position de l'axe neutre $y_{ser} = y_c + c$ Et $c = d - e_1$

Avec : e_G : distance du centre de pression (c) à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0,8}{2,78} + \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 0,318m$$

$$e_1 = 0,318m > d = 0,08m \quad \text{Donc } c \text{ à l'extérieur}$$

$$c = 0,08 - 0,318 = -0,238m$$

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0 \dots \dots (1)$$

$$p = -3 \times c^2 + (d - c) \times 90 \times A_s \div b$$

$$p = -3 \times (-0,238)^2 + (0,08 + 0,238) \times 90 \times 0,000201 \div 1 = -0,164m^2$$

$$q = -2 \times c^3 - (d - c)^2 \times 90 \times A_s \div b$$

$$q = -2 \times (-0,238)^3 - (0,08 + 0,238)^2 \times 90 \times 0,000201 \div 1 = 0,025m^2$$

On remplace q et p, sa résolution donne

$$\begin{aligned} -c &\leq y_c \leq h - c \\ 0,238m &\leq y_c \leq 0,338m \end{aligned}$$

On prend $y_c = 0,288m$ Donc $y_{ser} = 0,288 - 0,238 = 0,05m$

Calcule les contraintes

$$\mu_t = \frac{b}{2} \times y_{ser}^2 - A \times (d - y_{ser}) = \frac{1}{2} \times 0,05^2 - 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,05)$$

$$= 1,244 \times 10^{-3} m^3$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{\mu_t} \times y = \frac{2,78}{1,244} \times 0,05 = 0,112 MPa \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 MPa \\ \sigma_{sc} = \frac{15 \times N_{ser}}{\mu_t} \times (d - y) = \frac{15 \times 2,78}{1,244} \times (0,08 - 0,05) = 1,006 MPa \leq \bar{\sigma}_{sc} = 201,63 MP$$

Les deux conditions sont vérifiées.

Tableau II.2.37. Résumé ferrailage l'acrotère

ELU								
μ_{bu}	a	$Z(m)$	$Ap(cm^2)$	$As(cm^2)$	$A_{min}(m^2)$	$Ar(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$St(cm)$
0,014	0,0176	0,179	0,21	0,209	0,966	0,503	4HA8=2,01	25
ELS								
$M_{ser}(KN.m)$	$N_{ser}(KN)$	$c(m)$	$y_c(m)$	$p(m^2)$	$q(m^2)$	$y_{ser}(m)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_{sc}(MPa)$
0,8	2,78	-0238	0,288	-0,164	0,025	0,05	0,112	1,006

Schéma de ferrailage

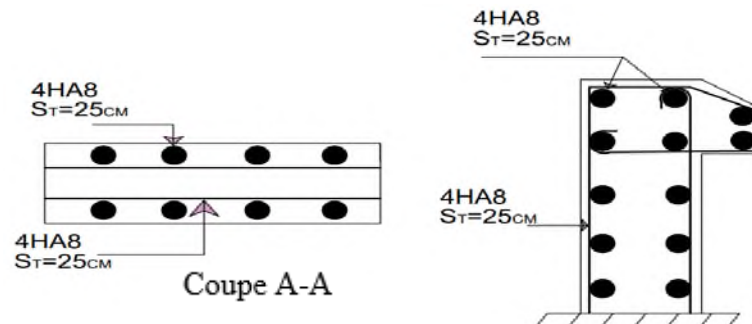


Figure II.2.10. Schéma de ferrailage de l'acrotère

II.2.8. Etude de la poutre de chaînage

Le chaînage horizontal

D'après le RPA99 (Art9.3.3), les poutres de chaînages sont des poutres en béton armé horizontales, la dimension minimale préconisée pour celle-là doit être supérieure ou égale à 15 cm ou à 2/3 de l'épaisseur de l'élément supporté.

D'après la condition de la flèche définie par le BAEL91 :

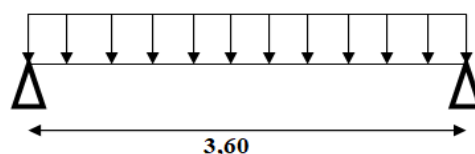


Figure II.2.11. Schéma statique de la poutre de chaînage

✓ Dimensionnement

D'après le RPA99 version 2003 Art 9.3.3 la largeur de la poutre de chaînage doit être supérieure ou égale à $\frac{2}{3}$ de l'épaisseur de l'élément supporté et la hauteur $h \geq 15\text{cm}$.

$$L_{max} = 3,6 - 0,3 = 3,3 \text{ m}$$

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \rightarrow 22 \leq h \leq 33 \text{ On prend } h = 30\text{cm} \begin{cases} h \geq 15 \text{ cm} \\ b \geq \frac{2}{3} \times 30 \end{cases}$$

Soit $b = 30 \text{ cm}$; on opte pour $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$

G_0 : est le poids de la poutre de chaînage.

$$G_0 = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml}$$

G_1 : est le poids de la cloison extérieure.

$$G_1 = 2,74 \times (3,06 - 0,3) = 7,56 \text{ KN/ml}$$

$$q_u = 13,24 \text{ KN/ml} \begin{cases} M_u = q_u \frac{l^2}{8} = 18,02 \text{ KN.m} \\ V_u = q_u \frac{l}{2} = 21,85 \text{ KN} \end{cases} \quad q_s = 9,81 \text{ KN/ml} \begin{cases} M_s = q_s \frac{l^2}{8} = 13,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Calcule les moments

$$\text{En travée} \begin{cases} M_t^u = 0,85 \times M_0 = 15,32 \text{ KN.m} \\ M_t^s = 0,85 \times M_0 = 8,34 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis} \begin{cases} M_a^u = -0,3 \times M_0 = -5,41 \text{ KN.m} \\ M_a^s = -0,3 \times M_0 = 2,94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Ferrailage

Le ferrailage de la poutre de chaînage est résumé dans le tableau suivant :

Tableau II.2.38. Ferrailage de la poutre de chaînage en flexion simple

Position	$M(\text{KN.m})$	μ_{bu}	a	$z(\text{cm})$	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	$A_{choisit}(\text{cm}^2)$
En travée	15,32	0,045	0,058	0,273	1,61	1,01	2HA12+1HA10=3,83
En appui	5,41	0,016	0,02	0,278	0,56	1,01	3HA10=2,36

$$\checkmark \text{ Vérification de l'effort tranchant} \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,85 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,26 \text{ MPa} \\ \tau_{\underline{u}} = \min\left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\tau_u = 0,26 \text{ MPa} < \tau_{\underline{u}} = 3,33 \text{ MPa} \text{ Donc pas de risque de rupture par cisaillement}$$

✓ Calcule les armatures transversales

$$\text{On fixe } St = 15 \text{ cm et on calcule } A_{trans} \geq \max \begin{cases} \frac{0,4 \times b \times st}{f_e} = 0,45 \text{ cm}^2 \\ \frac{b \times st (\tau_u - 0,3 f_{t28})}{f_e} = -0,4 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{Soit un cadre } \emptyset 8 + \text{ un étrier } \emptyset 8 \Rightarrow A_{trans} = 4 \emptyset 8 = 2,1 \text{ cm}^2$$

✓ Vérification à L'ELS

Tableau III.39. Vérification des contraintes à ELS

Position	$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation
En travée	8,34	0,103	39123	2,20	15	Vérifier
En appuis	2,94	0,088	28933	0,89	15	Vérifier

❖ Les vérifications de la flèche

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \max \left[\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0} \right] \rightarrow \frac{0,3}{3,3} = 0,09 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{condition vérifié.} \\ \frac{A_s}{b \times d} < \frac{4,2}{f_e} \rightarrow \frac{7,81 \times 10^{-4}}{0,3 \times 0,28} = 0,00929 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \dots \dots \text{Condition vérifié.} \\ L = 3,3m < 8m. \dots \dots \dots \text{Condition vérifié.} \end{array} \right.$$

❖ Schéma de ferrailage

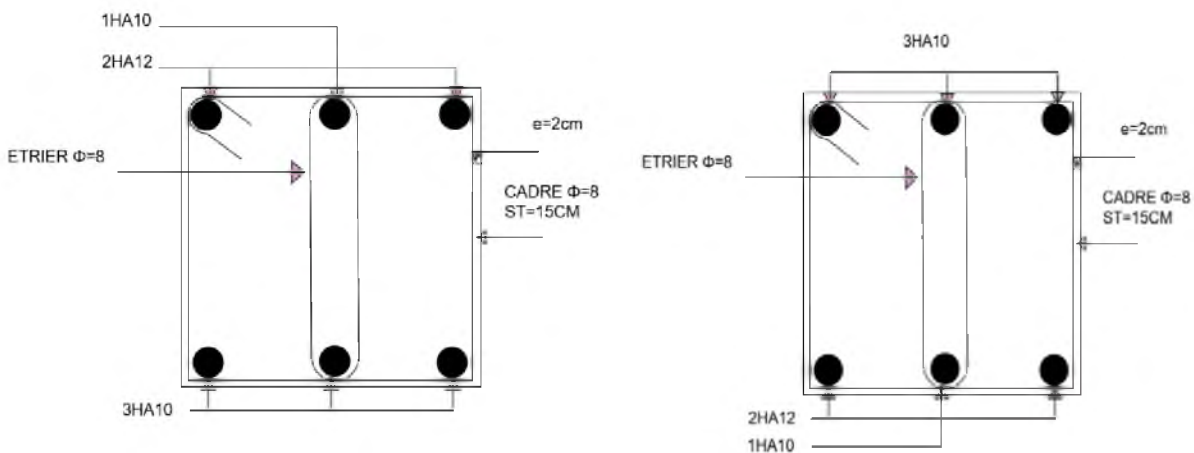


Figure II.2.12. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage

Conclusion

Dans ce chapitre on a pu déterminer les sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux. Toute en respectant les règles données par le BAEL et le RPA.

III.1. Introduction

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

La structure modélise de hauteur $ht = 36.72m$ et des longueurs $Lx = 22,70m$, $Ly = 25,70m$ se situe en zone II_a , et appartient au groupe d'usage 2 alors les conditions d'application de la méthode statique ne sont pas réunies, Selon les exigences du **RPA99/version2003**, la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, qui reste applicable et dont l'utilisation est possible et simplifiée avec le logiciel **ETABS 2016**.

III.2. Le choix de type de contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions.

Le bâtiment est situé en zone sismique (II_a) avec plus de quatre niveaux et il dépasse les 14m de hauteur, alors il est nécessaire d'introduire des voiles de contreventements on optera pour un système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques avec justification de l'interaction car ce système est le plus adéquat pour ce genre de bâtisse.

III.3. La méthode de calcul

Selon le RPA 99 V 2003, le calcul de la force sismique globale à la base d'un bâtiment peut se faire à l'aide de deux principales méthodes.

✓ Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle. L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) (Article 4.2.1 RPA 99 v2003)

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante $V_{st} = \frac{A.D.Q.W}{R}$ (Article 4.2.3 RPA 99 v2003)

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de la zone..... (RPA99 Tableau 4.1).
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen..... (RPA99 Tableau 4.2).
- W : Poids total de la structure..... (RPA99 Tableau 4.4).
- R : Coefficient de comportement de la structure..... (RPA99 Tableau 4.3).
- Q : Facteur de qualité. (RPA99 Tableau 4.4)

Les paramètres cités au-dessus dépendent des caractéristiques de notre structure :

✓ La méthode modale spectrale

La méthode modale spectral est, sans doute, la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, dans cette méthode, on recherche pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets vont être arrangés par la suite suivant la combinaison la plus appropriée pour obtenir la réponse totale de la structure.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA prévoit de faire la vérification suivante :

$$\mathbf{V}_{\text{dyn}} \geq \mathbf{0,8V}_{\text{st}} \quad (\text{RPA99V2003 Art 4.3.6})$$

Dans le cas où cette condition n'est pas vérifiée, toutes les réponses obtenues à partir de la méthode dynamique doivent être majorées de $\frac{0,8\mathbf{V}_{\text{st}}}{\mathbf{V}_{\text{dyn}}}$.

Avec :

\mathbf{V}_{dyn} : Effort tranchant dynamique calculé avec la méthode modale spectrale.

$$\mathbf{V}_{\text{st}} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} : \text{Effort tranchant statique à la base.}$$

Tel que :

$$A \begin{cases} \text{groupe d'usage 2} \\ \text{zone sismique IIa} \end{cases} \rightarrow A = 0,15$$

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $\mathbf{R=5}$ RPA99v2003 (tableau 4.3).

✓ Facteur d'amplification dynamique

\mathbf{D} : Le calcul de ce facteur dépend, de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & \text{si } 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \text{si } T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \times \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \text{si } T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Avec :

T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, d'après le rapport de sol, le sol est classé dans la catégorie **S3** (site meuble).

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7$

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

✓ Période fondamentale de la structure

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

$$\begin{cases} T = C_T \times H^{\frac{3}{4}} \\ T = 0,09 \frac{H}{\sqrt{L}} \end{cases}$$

$C_T = 0,05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. **RPA99/2003 (Tableau 4.6)**

$H = 41,31$ m : La hauteur totale du bâtiment

L : Dimension maximale du bâtiment à ça base dans le sens de calcul $\begin{cases} L_x = 22,70m \\ L_y = 23,70m \end{cases}$

On aura $\begin{cases} T_x = \min(0,815 ; 0,78) = 0,78 \text{ s} \\ T_y = \min(0,815 ; 0,76) = 0,76 \text{ s} \end{cases}$

Donc les périodes statiques majorées de 30% sont : $\begin{cases} 1,3T_x = 1,3 \times 0,78 = 1,014 \text{ s} \\ 1,3T_y = 1,3 \times 0,76 = 0,99 \text{ s} \end{cases}$

✓ **Facteur de qualité** $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Valeur des pénalités

Conditions	Sens x-x	Sens y-y
1. Conditions minimale sur les files de contreventement	0,05	0
2. Redondance en plan	0,05	0
3. Régularité en plan	0,05	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de qualité des matériaux	0	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	0	0
Q	$Q_x = 1,15$	$Q_y = 1,1$

✓ **Poids totale de la structure**

W Est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) : $W =$

$$\sum_{i=1}^n W_i \begin{cases} W = 66368,55 \text{ KN} \\ W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \end{cases} \text{ RPA99/2003 (formule 4.5)}$$

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

β : Coefficient de pondération (**RPA tableau 4.5**) $\beta = 0,2$

W_{Qi} : La charge d'exploitation.

La force sismique totale à la base de la structure est $\begin{cases} V_{st}^x = 3228,49 \text{ KN} \\ V_{st}^y = 3153,83 \text{ KN} \end{cases}$

III.3. Le spectre de réponse de calcul

IV.3. Définition du spectre de réponse de calcul

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \times A \times \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2,5 \times \eta \times (1,25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad \text{RPA99 (4-13)}$$

Remarque

D'après l'article 4.3.3 du RPA99/2003 lors du calcul du spectre de réponse, il y'a lieu de prendre lors du calcul du facteur de qualité que les irrégularités en plan et en élévation ont déjà était prisent en compte par le model.

Lors de l'analyse tridimensionnel du bâtiment on prend la valeur de q la plus pénalisante des valeurs calculées selon les deux directions orthogonales.

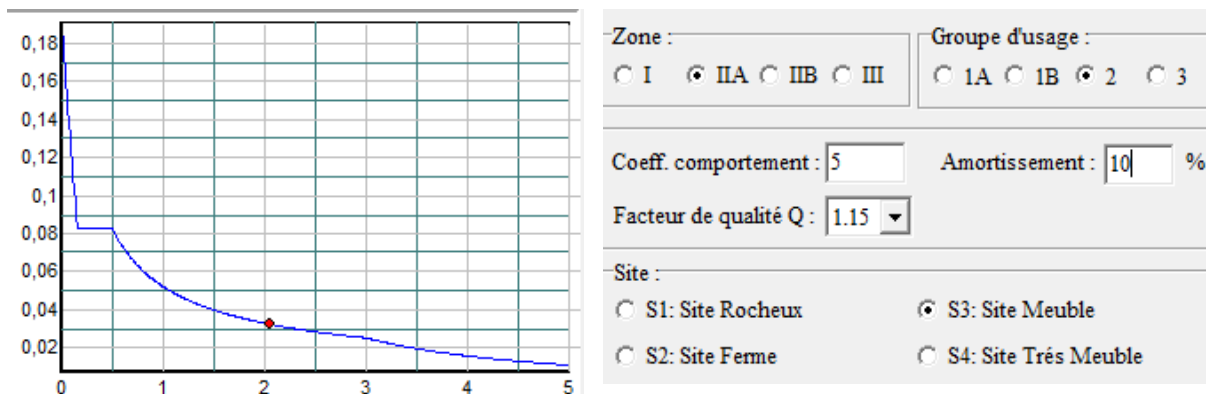


Figure III.1. Spectre de réponse

III.4. Méthode d'analyse dynamique

III.4.1. Modélisation de la structure

La modélisation de la structure consiste à présenter celle-ci sur le logiciel ETABS 2016 la modélisation des éléments structuraux consiste à présente une simulation sur logiciel sous forme d'un modèle numérique on 3D, qui permet d'analysé le bâtiment, et déterminer les caractéristique dynamique propre de la structure lors de ses vibrations. La structure est modélisée sous forme d'une ossature en portique poteau et poutre et des planchers modéliser sous forme de diaphragmes. Le modèle de la structure est composé de 13 niveaux. Un sous-sol encastré a la base et un RDC et 1^{er} étage d'une hauteur de 4,59m, et des niveaux de 2 à 9 d'une hauteur de 3.06m, en considérant le sous-sol comme étant des boites rigides, d'où on a modélisé uniquement la partie sortante du sol, tout en considérant le sous-sol sol comme encastrement.

Le logiciel nous a permis d'introduire un spectre règlementaire, on introduit un spectre de réponse du RPA en fonction de la zone sismique (IIa), le type de sol (S3 : site meuble), le groupe d'usage (02), les matériaux constitutifs et le système de contreventement.

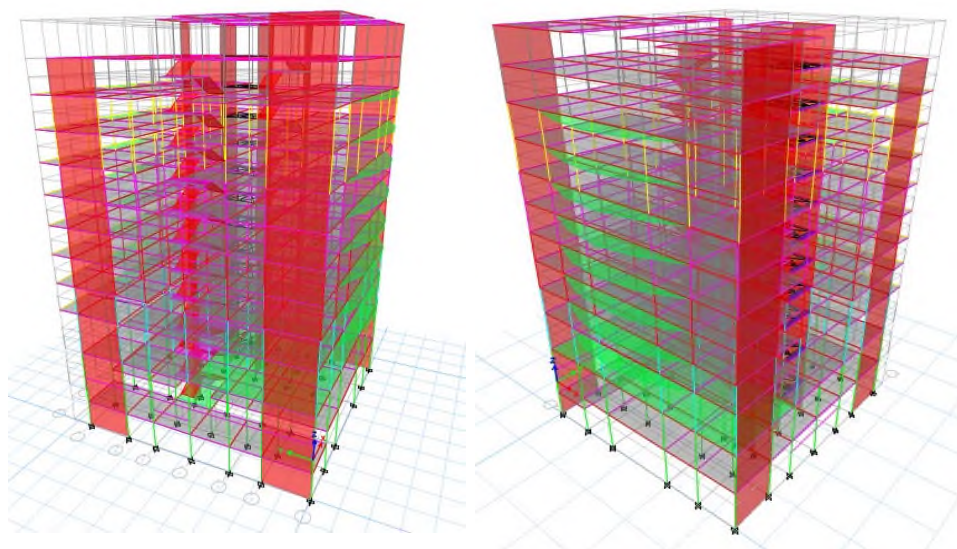


Figure III.2. Vue en 3D la structure modéliser

III.5. La disposition des voiles

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

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

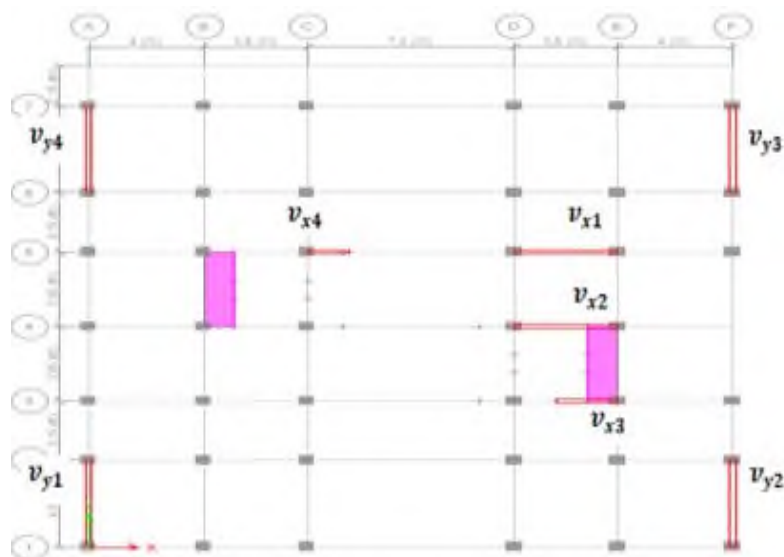


Figure III.3. La disposition des voiles

III.5.1. Analyse du comportement de la structure

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

✓ **Mode 1**

Figure III.4. Premier mode de déformation (translation suivant x) ($T=0,99$)

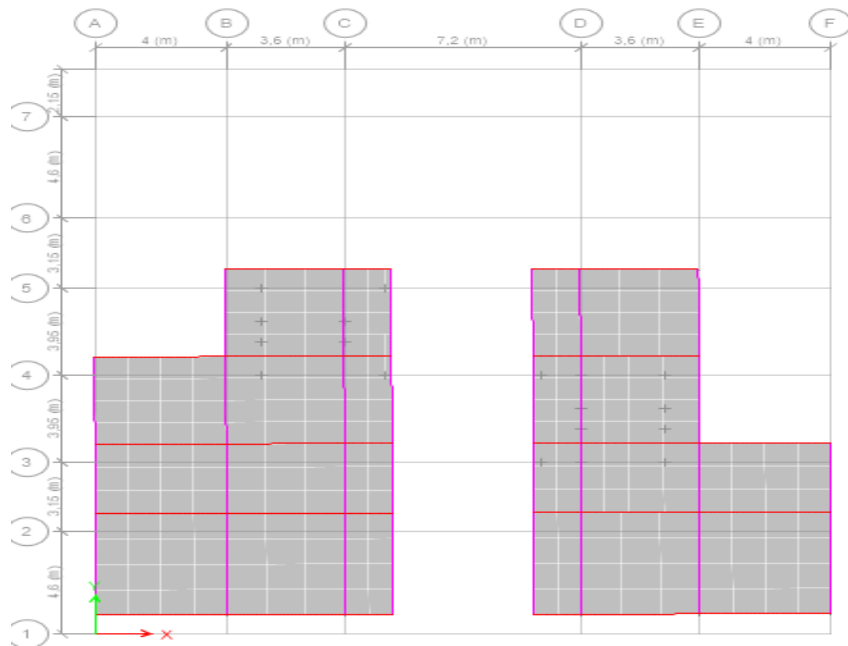
✓ **Modes 2**

Figure III.5. Deuxième mode de déformation (rotation suivant y) ($T=0,888$ s)

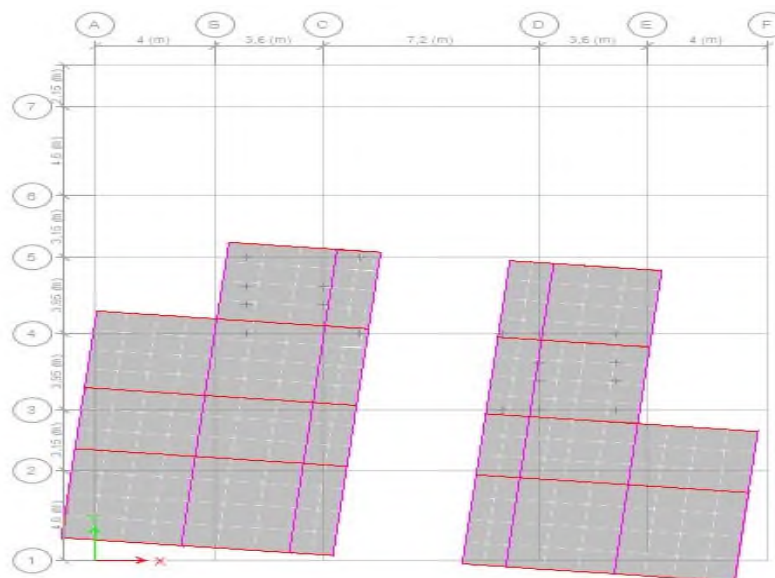
✓ **Mode 3**

Figure III.6. Troisième mode de déformation (rotation suivant z) ($T=0,784s$)

Période de vibration et taux de participation des masses modales

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

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

mode	Période (s)	La masse modale		Cumulé de la masse modale	
		U_X	U_Y	$SumU_X$	$Sum U_Y$
1	0,99	0,7604	0,0002	0,7604	0,0002
2	0,888	0,0004	0,7211	0,7608	0,7213
3	0,784	0,0069	0,0011	0,7677	0,7224
4	0,286	0,1191	0	0,8869	0,7224
5	0,227	0,000008335	0,1548	0,8869	0,8772
6	0,203	0,0018	0,0003	0,8887	0,8775
7	0,137	0,0437	6,951E-07	0,9323	0,8775
8	0,101	0,00001844	0,0539	0,9324	0,9315
9	0,091	0,0048	0,0004	0,9371	0,9318
10	0,085	0,0236	0,000004351	0,9607	0,9318
11	0,062	0,0088	0,0114	0,9695	0,9432
12	0,062	0,0058	0,0184	0,9753	0,9616

III.6. Vérification de la résultante de la force sismique et la période dynamique

✓ La force sismique

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le (RPA) prévoit de faire la vérification suivante : $V_{dyn} \geq 0,8 \times V_{stat}$ **RPA99/2003 (Art 4.3.6)**

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

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

Sens	V_{dyn} (KN)	V_{stat} (KN)	$0,8 \times V_{stat}$	Observation
x-x	2389,72	3228,49	2582,79	N'est pas vérifier
y-y	2370,71	3153,83	2523,07	N'est pas vérifier

Remarque : les résultats sont pas vérifier donc on doit multiplier les facteurs de $\frac{0,8 \times V_{stat}}{V_{dyn}}$ sur tout les paramètres de calcul.

✓ La période dynamique

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

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

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

Résultants des périodes	T_{dyn} (s)	$T_{Empérique}$ (s)	$1,3 \times T_{Empérique}$	Observation
x-x	0,603	0,78	1,014	Vérifier
y-y	0,84	0,76	0,99	Vérifier

III.7. Vérification de l'interaction

Selon L'article (3.4.A.4.a) du **RPA99/version2003** stipule que pour les constructions à contreventement mixte, les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales. Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques qui doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

III.7.1. Sous charge verticale

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 80\%$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 20\%$

Tableau III.5. Interaction sous charge verticale

Niveau	Les charges reprises (KN)			Pourcentage repris (KN)	
	Portique	voile	Totale	Portique	Voile
13	-2048,63	-430,82	-2479,45	82,62	17,38
12	-7240,88	-1713,21	-8954,09	80,87	19,13

11	-11950,46	-2936,11	-14886,57	80,28	19,72
10	-15878,04	-3857,16	-19735,2	80,46	19,54
9	-20715,89	-5033,15	-25749,04	80,45	19,55
8	-25573,07	-6340,07	-31913,14	80,13	19,87
7	-30444,51	-7578,49	-38023	80,07	19,93
6	-35328,54	-8684,25	-44012,79	80,27	19,73
5	-40489,81	-9940,5	-50430,31	80,29	19,71
4	-45605,16	-11348,63	-56953,79	80,07	19,93
3	-52981,04	-12112,38	-65093,42	81,39	18,61
2	-58739,11	-12914,62	-71653,73	81,98	18,02
1	-59403,76	-13998,51	-73402,27	80,93	19,07

Commentaire : L'interaction verticale est vérifiée dans tous les étages

III.7.2. Sous charge horizontale

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portique}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \geq 25\%$

-Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voile}}{\sum F_{portique} + \sum F_{voile}} \leq 75\%$

Tableau III.6. Interaction sous charge horizontale

Niveau	Sens x-x				Sens y-y			
	Les charges reprises (KN)		Pourcentage repris (KN)		Les charges reprises (KN)		Pourcentage repris (KN)	
	Portique	voile	Portique	Voile	Portique	voile	Portique	Voile
13	375,06	185,56	66,90	33,10	394,47	233,49	62,82	37,18
12	631,96	182,92	77,55	22,45	494,37	288,34	63,16	36,84
11	730,89	226,15	76,37	23,63	559,59	440,51	55,95	44,05
10	800,64	381,65	67,72	32,28	576,84	639,8	47,41	52,59
9	1007,54	409,62	71,10	28,90	631,04	806,01	43,91	56,09
8	1064,7	549,13	65,97	34,03	621,66	1006,28	38,19	61,81
7	1198,19	597,28	66,73	33,27	705,88	1098,41	39,12	60,88
6	1200,67	755,07	61,39	38,61	666,06	1291,31	34,03	65,97
5	1448,67	660,68	68,68	31,32	717,53	1377,64	34,25	65,75
4	952,13	1293,94	42,39	57,61	595	1625,53	26,80	73,20
3	831,49	1513,15	35,46	64,54	631,54	1695,03	27,14	72,86
2	878,88	1504,97	36,87	63,13	614,43	1753,9	25,94	74,06
1	887,9	1503,48	37,13	62,87	680,604	1693,66	28,67	71,33

Commentaire : L'interaction horizontale est vérifiée dans tous les étages

III.8. Vérification vis-à-vis des déplacements des niveaux

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

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

Tel que : δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003(Art 4.43)**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tableau III.7. Vérifications des déplacements relatifs

niveau	h_k (cm)	Sens x-x					Sens y-y				
		δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$ (%)
N1	306	0,047	0,235	0	0,24	0,077	0,0298	0,013	0	0,01	0,004
N2	459	0,089	0,445	0,235	0,21	0,046	0,0556	0,025	0,0132	0,01	0,003
N3	459	0,265	1,325	0,445	0,88	0,192	0,169	0,075	0,0247	0,05	0,011
N4	459	0,479	2,395	1,325	1,07	0,233	0,323	0,144	0,0752	0,07	0,015
N5	306	0,622	3,11	2,395	0,72	0,234	0,438	0,195	0,1437	0,05	0,017
N6	306	0,765	3,825	3,11	0,72	0,234	0,561	0,250	0,1949	0,05	0,018
N7	306	0,904	4,52	3,825	0,70	0,227	0,685	0,305	0,2496	0,06	0,018
N8	306	1,037	5,185	4,52	0,66	0,217	0,811	0,361	0,3048	0,06	0,018
N9	306	1,16	5,8	5,185	0,62	0,201	0,934	0,416	0,3608	0,05	0,018
N10	306	1,273	6,365	5,8	0,57	0,185	1,053	0,469	0,4156	0,05	0,017
N11	306	1,553	7,765	6,365	1,40	0,458	1,168	0,520	0,4685	0,05	0,017
N12	306	1,681	8,405	7,765	0,64	0,209	1,278	1,693	0,5197	1,17	0,384
N13	306	1,763	8,815	7,335	1,48	0,484	1,383	3,312	1,6933	1,62	0,529

III.9. Justification vis à vis de l'effet $P - \Delta$

Selon le RPA99/ version 2003 (Art 5.9), Les effets du second ordre (où effet $P - \Delta$) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k .

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k .

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau $(k - 1)$.

h_k : Hauteur de l'étage k .

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$ les effets $P - \Delta$ peuvent être pris en compte de manière approximativement amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta_k}$
- Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le Tableau IV.8.

Tableau III.8. vérification de vis à vis de l'effet $P - \Delta$

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k
N1	306	73478,51	0,24	2388,49	0,024	0,01	2370,09	0,001
N2	459	71653,74	0,21	2381,85	0,014	0,01	2363,13	0,001
N3	459	65274,46	0,88	2342,56	0,053	0,05	2321,62	0,003
N4	459	56953,8	1,07	2240,32	0,059	0,07	2218,54	0,004
N5	306	50415,85	0,72	2096,84	0,057	0,05	2085,81	0,004
N6	306	44137,18	0,72	1949,61	0,053	0,05	1952,32	0,004
N7	306	38023	0,70	1633,07	0,053	0,06	1795,88	0,004
N8	306	31913,15	0,66	1598,97	0,043	0,06	1621,55	0,004
N9	306	25548,09	0,62	1392	0,037	0,05	1420,16	0,003
N10	306	19749,7	0,57	1051,86	0,035	0,05	1191,32	0,003
N11	306	13699,75	1,40	896,52	0,070	0,05	934,8	0,002
N12	306	7823,04	0,64	593,47	0,028	1,17	630,08	0,047
N13	306	2479,45	0,41	240,96	0,014	1,62	270,486	0,049

III.10. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupteur fragile sous sollicitation dues au séisme, la **RPA99/2003 (Art 7.4.3.1)** exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limitée par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30$$

Tel que :

N_d : L'effort normal maximal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Tableau III.9. Vérification de L'effort normale réduit des poteaux

niveau	B_c (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
N1	4225	2952,52	0,280	<i>vérifiée</i>
N2	4225	2952,52	0,280	<i>vérifiée</i>
N3	4225	2952,52	0,280	<i>vérifiée</i>

N4	3900	2140,92	0,220	<i>vérifiée</i>
N5	3900	2140,92	0,220	<i>vérifiée</i>
N6	3600	1611,36	0,179	<i>vérifiée</i>
N7	3600	1611,36	0,179	<i>vérifiée</i>
N8	3300	1109,24	0,134	<i>vérifiée</i>
N9	3300	1109,24	0,134	<i>vérifiée</i>
N10	3025	701,84	0,093	<i>vérifiée</i>
N11	3025	701,84	0,093	<i>vérifiée</i>
N12	2750	344,14	0,050	<i>vérifiée</i>
N13	2750	344,14	0,050	<i>vérifiée</i>

Conclusion

Après plusieurs dispositions des voiles de contreventement nous avons pu satisfaire toutes les exigences du RPAv2003 tout en respectant l'aspect architectural du bâtiment qui nous a posé un obstacle majeur sur la disposition des voiles.

Finalement nous avons abouti une disposition des voiles assurant un bon comportement dynamique du bâtiment et cela après augmentation des sections des poteaux.

IV.1. Introduction

Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et des efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.

IV.2. Etude des poteaux

Les poteaux sont calculés en flexion composé sous l'action des sollicitations les plus défavorables (effort normal (N) et moment fléchissant (M)) résultants des combinaisons d'action données par la RPA99/2003 comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1,35G + 1,5Q \dots \dots \dots ELU \\ G + Q \dots \dots \dots ELS \\ G + Q \mp E \\ 0,8G \mp E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{max} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A1 \\ M^{max} \rightarrow N^{correspondant} \rightarrow A2 \\ N^{min} \rightarrow M^{correspondant} \rightarrow A3 \end{array} \right. \quad A = \max (A1; A2; A3)$$

IV.2.1. La recommandation du RPA99/2003 [1]

✓ Armature longitudinale

D'après le RPA99/version 2003 (Article 7.4.2), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage en zone sismique *Ila* est limité par :

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ .
- La distance ou l'espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

$$\text{La zone nodale est définie par } l' \text{ et } h' \cdot \left\{ \begin{array}{l} l' = 2h \\ h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right) \end{array} \right.$$

b_1 et h_1 : La section du poteau considéré Et h_e la hauteur d'étage.

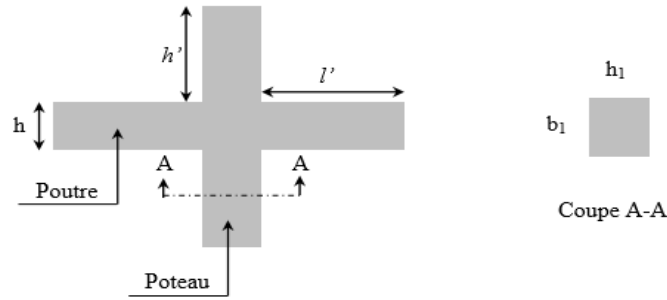


Figure IV.1. Zone nodale

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/2003 concernant notre projet sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1. Armatures longitudinales et minimales dans les poteaux

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courant	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
Sous-sol +RDC + 1 ^{er} étage	65×65	33,8	169	253,5
Etage 1 et 2	65×60	31,2	156	234
Etage 3 et 4	60×60	28,8	144	216
Etage 5 et 6	60×55	26,4	132	198
Etage 7 et 8	55×55	24,2	121	181,5
Etage 9	55×50	22	110	165

✓ **Armature transversale**

La section des armatures transversales est donnée par la formule ci-après :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : L'effort tranchant de calcul

h_1 : Hauteur totale de la section brute

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale

t : Espacement entre les armatures transversales Il est limité à

$$\begin{cases} t \leq 10 \text{ cm} & \text{en zone nodale} \\ t \leq \min\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_L^{min}\right) & \text{en dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

ρ_a : Coefficient qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant :

$$\rho = \begin{cases} 2,50 & \text{si } \lambda \geq 5 \\ 3,75 & \text{si } \lambda < 5 \end{cases} \quad \text{Avec } \lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right)$$

Sachant que **a** et **b** : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de Déformation considérée ; et l_f : longueur de flambement du poteau

Pour le calcul de A_t , il suffit de fixer l'espacement (t) tout en respectant les conditions suivantes :

On zone nodale : $t \leq \min(10\phi_L^{min}, 15 \text{ cm})$ Zone IIa.

On zone courant : $t \leq 15 \phi_L^{min}$ Zone IIa.

$$A_t^{min} = \begin{cases} 0,3\%(b_1 \text{ ou } h_1 \times t) & \leftrightarrow \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\%(b_1 \text{ ou } h_1 \times t) & \leftrightarrow \lambda_g < 3 \end{cases}$$

Si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : Est l'élanement géométrique du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite De 10 ϕ_t minimums.

IV.2.2. Les sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel ETABS.V16, les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.2. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	$N^{max} \rightarrow M^{corres}$		$M^{max} \rightarrow N^{corres}$		$N^{min} \rightarrow M^{corres}$		V_{max} (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
Sous-sol RDC	3201,89	18,44	-146,26	2210,76	348,59	17,62	159,56
Etage 1 et 2	2741,09	59,07	-303,59	1617,39	103,93	19,58	-161,91
Etage 3 et 4	2058,62	87,36	-147,32	1192,78	85,68	23,34	-98,09
Etage 5 et 6	1417,18	97,28	-138,29	791,14	64,67	21,29	-93,171
Etage 7 et 8	906,69	-77,51	-124,69	406,28	22,15	17,23	-83,89
Etage 9 et 10	442,55	-83,65	-114,99	124,49	-78,16	6,86	-81,18

IV.2.3. Calcule le ferrailage

2.3.1. Ferrailage longitudinale

Le calcule de ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcule et les autres sont résumé dans des tableaux : soit à calculer le poteau le plus solliciter de sous-sol, avec les sollicitations suivantes :

➤ **3^{eme} combinaison** $N^{max} \rightarrow M^{corres}$

Le calcul se fait à la flexion composée (**N+M**) avec les données suivantes :

$N_{max} = 2741,09 \text{KN}$ (compression)

$M_{corre} = 59,07 \text{KN.m}$

Fissuration préjudiciable $\rightarrow e = 2,5 \text{cm}$

$b_1 = 60 \text{ cm}$; $h_1 = 65 \text{ cm}$; $d = 62,5 \text{cm}$

Situation accidentelle $\rightarrow \gamma_s = 1$; $\gamma_b = 1,15$

$e_G = \frac{M}{N} = 0,022 \text{ cm} < \frac{h}{2} = 0,325 \text{cm} \Rightarrow$ Le centre de pression est à l'intérieure de la section.

N est un effort de compression et le centre de pression est à l'intérieure de la section du béton, donc la section est partiellement comprimée, avec la condition suivante :

$$N_u(d - d') - M_{UA} \leq (0.337h - 0.81d')b h f_{bu}$$

On a :

$$M_{UA} = M_{UG} + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{UA} = 812,8 \text{ KN.m}$$

$$N_u(d - d') - M_{UA} = 832,4 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d')b h f_{bu} = (0,337 \times 0,75 - 0,81 \times 0,03) \times 0,65 \times 0,6 \times 18,48 = 1240 \text{ KN.m}$$

Donc :

$$832,4 < 1240 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimé}$$

Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{bd^2f_{bu}} = 0,188 < \mu_1 = 0,391 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow A' = 0;$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 400 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 0,263 \\ z = 0,559 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_1 = 36,35 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -35,05 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage des poteaux des différents niveaux :

Tableau IV.3. Sollicitations dans les différents poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	sollicitation	type de section	A ^{cal} (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A adoptée (cm ²)
Sous-sol +RDC	65×65	$N^{max} M^{corr}$	SEC	-38,28	33,8	8HA20+8HA16=41,21
		$M^{max} N^{corr}$	SEC	-39,42		
		$N^{min} M^{corr}$	SET	5,86		
Etage 1	65×60	$N^{max} M^{corr}$	SPC	-35,05	31,2	16HA16=32,17
		$M^{max} N^{corr}$	SPC	-3,19		
		$N^{min} M^{corr}$	SPC	-0,56		
Etage 2	65×60	$N^{max} M^{corr}$	SPC	-35,05	31,2	16HA16=32,17
		$M^{max} N^{corr}$	SPC	-2,81		
		$N^{min} M^{corr}$	SPC	-0,56		
Etage 3 et 4	60×60	$N^{max} M^{corr}$	SPC	-24,64	28,8	8HA20+4HA12=29,65
		$M^{max} N^{corr}$	SPC	-8,076		
		$N^{min} M^{corr}$	SPC	-0,098		
Etage 5 et 6	60×55	$N^{max} M^{corr}$	SPC	-14,96	26,24	14HA16=28,15
		$M^{max} N^{corr}$	SPC	-2,79		
		$N^{min} M^{corr}$	SPC	0,21		
Etage 7 et 8	55×55	$N^{max} M^{corr}$	SPC	-9,22	24,2	14HA16=28,15
		$M^{max} N^{corr}$	SPC	1,44		
		$N^{min} M^{corr}$	SPC	0,62		
Etage 9 et 10	55×50	$N^{max} M^{corr}$	SPC	-1,72	22	4HA16+10HA14=23,43
		$M^{max} N^{corr}$	SPC	4,75		
		$N^{min} M^{corr}$	SPC	-0,79		

Ferrailage transversal

On prend comme exemple le poteau (65 ×60) cm² pour le calcul des armatures transversales :

$$L_f = 0,7L_0 = 3,213 \text{ cm.}$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{b} = 5,357 \rightarrow A_{t \text{ min}} = 0,18 \text{ cm}^2$$

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les Différents poteaux des différents niveaux :

Tableau IV.4. Calcul des armatures transversales pour les poteaux

section	65×65	65×60		60×60	60×55	55×55	55×50
		étage1 ^{er}	étage2 ^{eme}				
Φ_L^{min}	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,4
Φ_L^{max}	2	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6	1,6
$V_d(KN)$	159,56	-161,72	-161,72	-98,09	-93,71	-83,89	81,18
$L_f(\text{cm})$	3,213	3,213	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142
t zone nodale	10	10	10	10	10	10	10
t zone courante	15	15	15	15	15	15	15
λ_g	4,94	5,357	3,57	3,57	3,57	3,89	4,284
$A_t^e(\text{cm}^2)$	2,45	2,17	2,48	1,63	1,65	1,53	1,47
$A_{t \text{ min}}^c(\text{cm}^2)$	3,27	0,18	6,84	6,31	6,31	5,08	4,22
$A_t^{adop}(\text{cm}^2)$	6,28	4,02	7,85	7,85	7,85	6,28	4,71
Barre	8HA10	8HA8	10HA10	10HA10	10HA10	8HA10	6HA10
$A_t^n(\text{cm}^2)$	1,53	2,778	1,55	1,28	0,97	0,95	0,92
$A_{t \text{ min}}^n(\text{cm}^2)$	4,65	1,95	4,27	3,95	3,95	3,17	2,63
$A_t^{adop}(\text{cm}^2)$	7,85	3,14	4,71	4,02	4,02	4,02	3,02
Barre	10HA10	4HA10	6HA10	8HA8	8HA8	8HA8	3HA8

IV.2.4. Vérification nécessaire

2.4.1. Vérification au flambement

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, le **CBA93 (Art B.8.2.1)** nous Exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est La suivante :

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

Avec : $B_r = (b - 2) \times (h - 2)$: section réduite du poteau.

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

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (Cas durable).

$\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité de l'acier.

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

α : est un coefficient fonction de réducteur qui est fonction de l'élanement λ , qui prend les

$$\text{Valeurs : } \begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \text{Pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{\lambda}{50} \right) \dots \dots \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{cases}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{b} \text{ (section rectangulaire), } l_f = 0,7 \times l_0$$

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau Suivant :

Tableau IV.5. Tableau Vérification du flambement

Niveaux	sections	$l_0(m)$	$l_f(m)$	λ	α	$A_s(cm^2)$	$B_r(m^2)$	N_d	N_U	observation
Sous-sol RDC	65×65	4,59	3,213	17,1	0,811	41,21	0,396	3,201	7,12	Vérifier
Étage 1	65×60	4,59	3,213	18,53	0,804	32,17	0,365	2,741	6,33	Vérifier
Étage 2	65×60	3,06	2,142	12,35	0,829	32,17	0,365	2,741	6,51	Vérifier
Étage 3,4	60×60	3,06	2,142	12,35	0,829	32,17	0,336	2,058	6,08	Vérifier
Étage 5,6	60×55	3,06	2,142	13,47	0,825	28,15	0,307	1,417	5,49	Vérifier
Étage 7,8	55×55	3,06	2,142	13,47	0,825	28,15	0,280	0,906	4,99	Vérifier
Étage 9,10	55×50	3,06	2,142	14,82	0,820	23,43	0,245	0,442	4,38	Vérifier

2.4.2. Vérification des contraintes

Puisque la fissuration est peu nuisible, donc cette vérification consiste à vérifier uniquement la Contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc1,2} \leq \sigma_{bc} \begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG} \times V}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ fibre supérieure} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG} \times V'}{I_{yy'}} \dots \dots \dots \text{ fibre inférieure} \end{cases}$$

$S = b \times h + 15(A + A')$ Section homogène.

$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$

$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$

$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S}$ Et $V' = h - V$

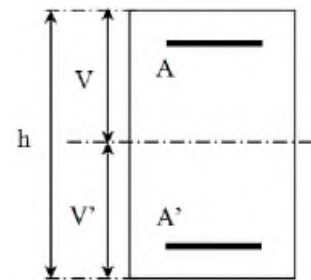


Figure IV.2.Section de poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.6. Tableau Vérifications des contraintes dans le béton des poteaux

Niveau	Sous-sol RDC	Etage 1 et 2	Etage 3 et 4	Etage 5 et 6	Etage 7 et 8	Etage 9 et 10
Section (cm²)	65×65	65×60	60×60	60×55	55×55	55×50
d (cm)	62,5	62,5	57,5	57,5	52,5	52,5
A'(cm²)	0	0	0	0	0	0
A(cm²)	41,21	32,17	32,17	28,15	28,15	23,43
V(cm)	36,33	35,81	33,25	33,59	30,56	30,33
V'(cm)	28,67	29,19	26,75	26,41	24,44	24,67
I_{yy'}(cm⁴)	1873304,80	1759601,22	1401794,55	1673926,0	994132,75	887994,44
	6	6	9	3	3	5
M_{ser}(KN)	36,42	46,86	34,15	35	41,65	42,56
N_{ser}(KN.m)	2320,84	1987,77	1492,99	1028,21	661,29	323,51
M_{serG}(KN.m)	125,31	112,66	82,67	71,91	61,89	51,72
σ_{bc1}(MPa)	7,22	6,83	5,62	4,43	3,8	2,81
σ_{bc2}(MPa)	6,71	6,41	5,24	3,94	3,44	2,48
σ_{bc}(MPa)	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

2.4.2. Vérification à la sollicitation tangente pour les poteaux

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être Inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad : \tau_{bu} = \frac{V_d}{b \times d}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.7. Tableau Vérifications aux sollicitations tangentes pour les poteaux

Niveaux	Sections	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d(cm)	V _d (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ _{bu} (MPa)	observation
Sous-sol +RDC	65×65	4,94	4,94	0,04	62,5	159,56	0,393	1	Vérifier
Etage1	65×60	3,123	5,355	0,07	62,5	161,72	0,431	1,875	Vérifier
Etage2		2,142	3,57	0,04	62,5	161,72	0,431	1	Vérifier
Etage 3 et 4	60×60	2,142	3,57	0,04	57,5	98,09	0,284	1	Vérifier
Etage 5 et 6	60×55	2,142	3,89	0,04	57,5	93,71	0,296	1	Vérifier
Etage 7 et 8	55×55	2,142	3,89	0,04	52,5	83,89	0,296	1	Vérifier
Etage 9 et 10	55×50	2,142	4,284	0,04	52,5	81,18	0,309	1	Vérifier

Schéma de ferrailage

Tableau IV.8. Schéma de ferrailage des poteaux

Schéma de ferrailage des poteaux	
Sous-sol + RDC	Etage 1et 2
Etage 3 et 4	Etage 5 et 6
Etage 7 et 8	Etage 9 et 10

IV.3. Etude des poutres

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS 2016**, qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA 99/03** [1] qui sont :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \\ G + Q \mp E \\ 0,8 \times G \mp E \end{cases} \text{ RPA 99/2003 (article 5.2) [1]}$$

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales, et Leurs longueurs d'arrêt. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux Poutrelles, et les poutres secondaires assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, N, T) on procède au ferrailage avec le respect des Pourcentages d'aciers donné par le RPA 99 en zone *Ila*.

IV.3.1. Recommandations du RPA99/Version 2003 [1]

3.1.1. Armatures longitudinale RPA 99/2003 (article 7.5.2.1) [1]

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% de la section du béton en toute section.

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
4% de la section du béton en zone courante. Et 6% de la section du béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40Φ en zone *Ila*.
- Les poutres supportent de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les

Forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en Travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.

3.1.2. Armatures transversales : RPA99/2003 (Art 7.5.2.2) [1]

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $0,3\% \times S_t \times h$.

Avec S_t : espacement maximum entre les armatures transversales déterminé comme suit :

$$S_t \leq \begin{cases} \min\left(\frac{h}{4}; 12\Phi_l\right) & \text{En zone nodale} \\ \frac{h}{2} & \text{En dehors de la zone nodale} \end{cases}$$

Remarque

La valeur du diamètre Φ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre Utilisé. Dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées, c'est le diamètre le Plus petit des aciers comprimés.

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui Ou de l'encastrement.

IV.3.2. Sollicitation et ferrailage des poutres

3.2.1. Armature longitudinale

On a : $A_l^{min} = 0,5\% \times b \times h$

- ✓ Pour les poutres principales : $A_l^{min} = 0,5\% \times 0,3 \times 0,55 = 8,25 \text{ cm}^2$
- ✓ Pour les poutres secondaires : $A_l^{min} = 0,5\% \times 0,3 \times 0,35 = 5,25 \text{ cm}^2$

Les sollicitations de calcul sont tirées directement du logiciel ETABS V 2016.

Tableau IV.9. Ferrailage des poutres principales (30×55) cm²

niveaux	Localisation	$M(KN.m)$	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{adop}(cm^2)$	Choix des barres
RDC	Appui	-171,89	10,23	2,18	10,65	3HA16+3HA14
	Travée	121,60	7,04	2,18	7,70	5HA14
1 ^{er} étage	Appui	-165,17	9,79	2,18	10,65	3HA16+3HA14
	Travée	111,50	6,42	2,18	7,70	5HA14
Etage courant	Appui	-182,33	10,92	2,18	12,06	6HA16
	Travée	115,02	6,64	2,18	7,70	5HA14
T. Accessible	Appui	-176,56	10,53	2,18	10,65	3HA16+3HA14
	Travée	114,58	6,61	2,18	7,70	5HA14
T. Inaccessible	Appui	-93,88	5,36	2,18	5,65	5HA12
	Travée	48,99	2,75	2,18	3,39	3HA12

Tableau IV.10. Ferrailage des poutres secondaires (30×35) cm²

niveaux	Localisation	$M(KN.m)$	$A^{cal}(cm^2)$	$A^{min}(cm^2)$	$A^{adop}(cm^2)$	Choix des barres
RDC	Appui	-41,53	3,86	1,35	4,62	3HA14
	Travée	38,41	1,15	1,35	4,62	3HA14
1 ^{er} étage	Appui	-78,59	7,71	1,35	8,01	3HA14+3HA12
	Travée	40,54	3,77	1,35	4,62	3HA14
Etage courant	Appui	-87,13	8,66	1,35	6,03	3HA16
	Travée	45,21	4,22	1,35	6,03	3HA16
T. Accessible	Appui	-50,83	4,77	1,35	7,70	5HA12
	Travée	41,02	3,66	1,35	7,70	5HA12
T. Inaccessible	Appui	-44,67	4,17	1,35	4,62	3HA14
	Travée	31,93	2,93	1,35	4,62	3HA14

IV.3.3. Vérification des armatures selon le RPA 99 [1]

✓ Pourcentage maximum des armatures longitudinales

$$\begin{aligned}
 \text{P. principale : } & \left\{ \begin{array}{l} \text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 0,3 \times 0,55 = 0,66cm^2 \\ \text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 0,3 \times 0,55 = 0,42cm^2 \end{array} \right. \\
 \text{P. secondaire : } & \left\{ \begin{array}{l} \text{En zone courante : } A_{max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 0,3 \times 0,35 = 0,42cm^2 \\ \text{En zone de recouvrement : } A_{max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 0,3 \times 0,35 = 0,63cm^2 \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

✓ Longueurs de recouvrement

Selon le RPA99 [Article 7.4.2.1] ; la longueur minimale des recouvrements est de :

$$L_r \geq 40 \times \emptyset \text{ en zone IIa.}$$

$$\emptyset = 20mm \quad L_r \geq 40 \times 20 = 800cm$$

$$\emptyset = 16mm \quad L_r \geq 40 \times 16 = 640cm$$

$$\emptyset = 14mm \quad L_r \geq 40 \times 14 = 560cm$$

$$\emptyset = 12mm \quad L_r \geq 40 \times 12 = 480cm$$

3.1.2. Armatures transversales

✓ **Calcul de ϕ_t**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales: } \phi_t \leq \min(12; 15,71; 30) \text{ mm} \\ \text{Poutres secondaires: } \phi_t \leq \min(12; 10; 30) \text{ mm} \end{cases}$$

avec: $\begin{cases} \text{Poutres principales: } (30 \times 55) \text{ cm}^2 \\ \text{Poutres secondaires: } (30 \times 35) \text{ cm}^2 \end{cases}$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$ et $A_t = 4\phi_8 = 2,01 \text{ cm}^2$ (1cadre + 1 étrier)

✓ **Calcul des espacements S_t**

En zone nodale: $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min}\right) \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 10 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 10 \text{ cm} \end{cases}$

En zone courantes: $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow \begin{cases} \text{Poutres principales } S_t = 15 \text{ cm} \\ \text{Poutres secondaires } S_t = 15 \text{ cm} \end{cases}$

3.1.3. Vérification à l'ELU : BAEL91 (Art F.IV.2) [3]

✓ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \leq A_{cal} \rightarrow \begin{cases} \text{pouter principale } A_{min} = 2,18 \text{ cm}^2 \\ \text{pouter principale } A_{min} = 1,35 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Vérification des contraintes tangentielles : BAEL 91(Art H. III.2)[3].

La condition qu'on doit vérifier :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \min\left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau IV.11. Vérifications des contraintes tangentielles

Poutre	$V_u(KN)$	$\tau_{bu}(MPa)$	$\bar{\tau}_{bu}(MPa)$	Observation
Poutre principale	184,92	1,174	3,33	Vérifier
Poutre secondaire	88,45	0,907	3,33	Vérifier

Donc pas de risque par cisaillement

✓ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement : BAEL91 (Art H.IV.2) [3]**

Appui de rive : $A_l \geq \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots (1)$

Appui intermédiaire : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0,9 \times d}\right) \dots\dots\dots (2)$

Les vérifications sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau IV.12. Vérifications des armatures longitudinales au cisaillement

Poutre	$A_l(\text{cm}^2)$	$V_u(KN)$	$M_a(KN \cdot m)$	$A_l^{rive}(\text{cm}^2)$	$A_l^{inter}(\text{cm}^2)$	observation
Principale	12,06	148,98	182,33	4,92	-5,92	Vérifier
Secondaire	8,01	76,28	78,59	2,52	-2,25	Vérifier

3.1.4. Vérification à l'ELS : BAEL91 (Art E.III.1)

✓ **Etat limite de compression du béton**

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \times y(A_s + A'_s) - 15(d \times A_s + d' \times A'_s) = 0 ; \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28}$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci-après :

Tableau IV.13. Vérifications de l'état limite de compression du béton

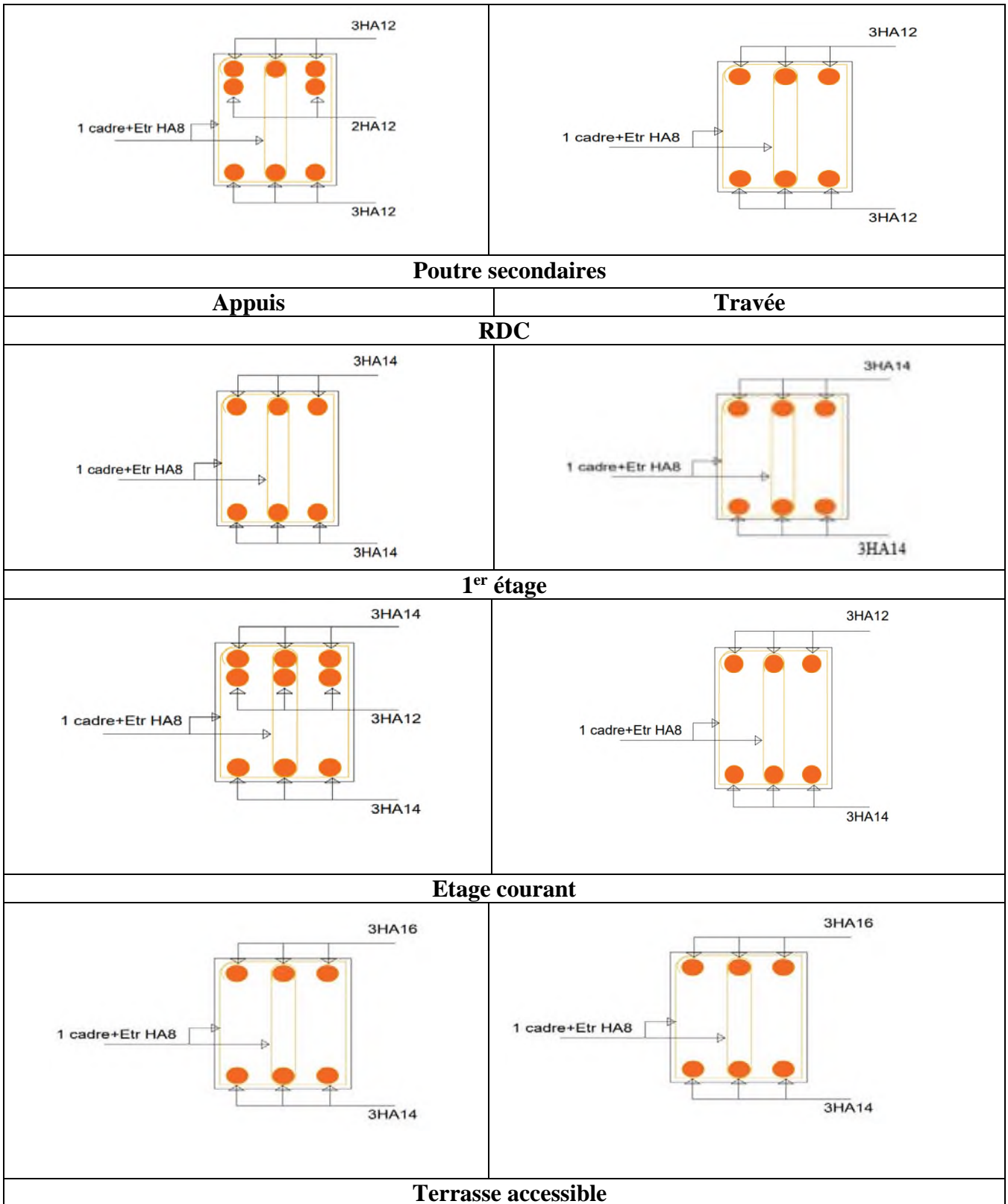
poutre	localisation	$M_{ser}(KN.m)$	$y(cm)$	$I(cm^4)$	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	observatio n
principale	Appuis	-128,25	19,84	270896,9	9,4	15	Vérifier
	Travée	86,58	15,17	195863,1	6,7		Vérifier
Secondaire	Appuis	-62,78	12,62	67584,18	11,7	15	Vérifier
	Travée	27,21	10,54	45128,39	6,4		vérifier

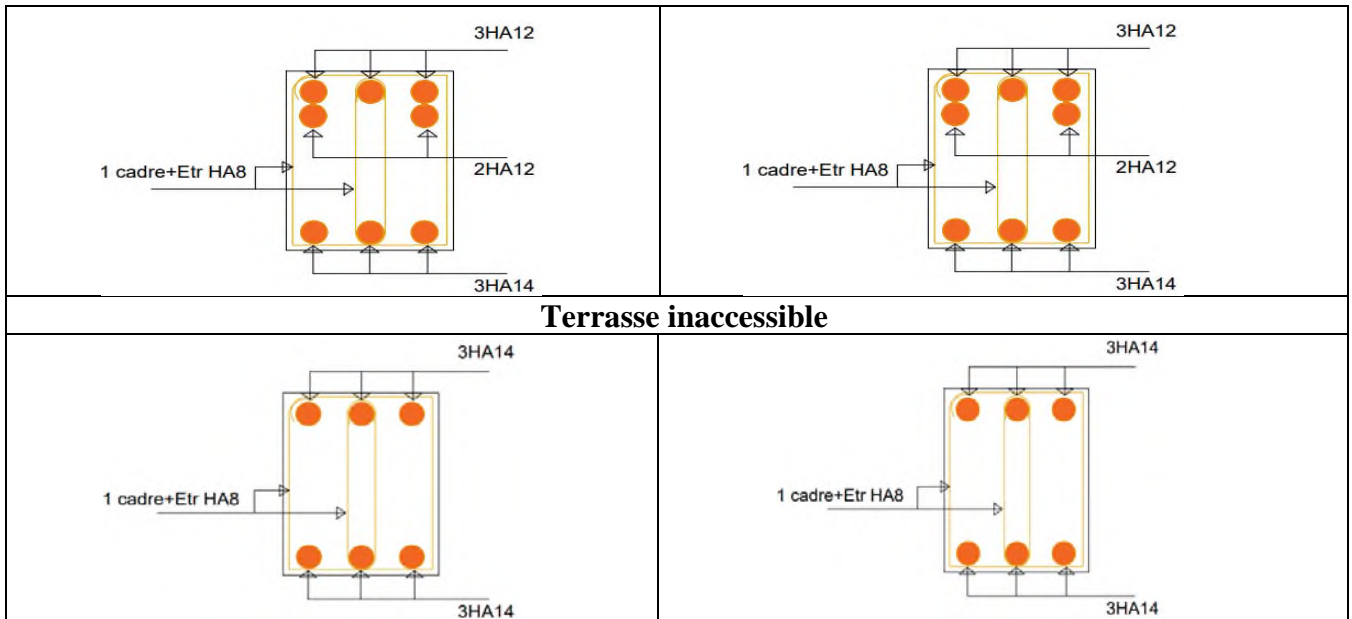
Schéma de ferrailage

Le ferrailage des poutres est donné dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.14. Schéma de ferrailage des poutres 3HA14

Poutre principale	
Appuis	Travée
RDC+1^{er} étage +terrasse accessible	
Etage courant	
Terrasse Inaccessible	





IV.3.4. Vérification de la zone nodale

La vérification des zones nodales est l’une des exigences du RPA 99/03 (Article 7.6.2). Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux.

Ça consiste à vérifier la condition suivante, pour chaque sens d’orientation de l’action sismique.

$$|M_N| + |M_S| \geq 1.25 \times |M_W| + |M_E|$$

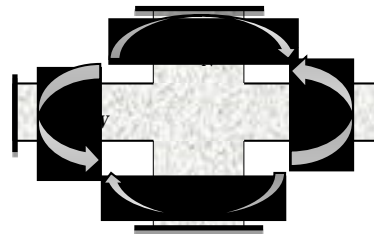


Figure IV.3. Moments résistants au niveau de la zone nodale.

3.4.1. 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.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_S \times \sigma_s \text{ Avec: } z = 0,9h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

Tableau IV.15. Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	A _S (cm ²)	M _R (KN.m)
Sous-sol +RDC	65×65	58,5	41,21	838,95
Etage 1et 2	65×60	58,5	32,17	654,92
Etage 3et 4	60×60	54	29,65	557,18
Etage 5et 6	60×55	54	28,15	528,99
Etage 7et 8	55×55	49,5	28,15	484,91
Etage 9et 10	55×50	45,9	23,43	403,61

3.4.2. Déterminations des moments résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les Poteaux ; on effectue la vérification de la zone nodale pour deux nœuds de chaque niveau :

- Nœud de rive.
- Nœud intermédiaire.

Les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau ci dessus :

Tableau IV.16. les moments résistants dans les poutres principales

Niveaux	Position	$d(cm)$	$Z(cm)$	$A(cm^2)$	$\sigma_s(MPa)$	$M_r(KN. m)$
RDC	Appui	52,5	47,7	10,65	348	176,79
	Travée	52,5	47,7	7,7	348	172,82
1^{er} étage	Appui	52,5	47,7	10,65	348	176,79
	Travée	52,5	47,7	7,7	348	172,82
Etage courant	Appui	52,5	47,7	12,06	348	200,19
	Travée	52,5	47,7	7,7	348	172,82
T. Accessible	Appui	52,5	47,7	10,65	348	176,79
	Travée	52,5	47,7	7,7	348	172,82
T. Inaccessible	Appui	52,5	47,7	5,65	348	93,79
	Travée	52,5	47,7	3,39	348	56,27

Tableau IV.17. les moments résistants dans les poutres secondaires

Niveaux	Position	$d(cm)$	$Z(cm)$	$A(cm^2)$	$\sigma_s(MPa)$	$M_r(KN. m)$
RDC	Appui	32,5	31,5	4,62	348	50,64
	Travée	32,5	31,5	3,39	348	106,79
1^{er} étage	Appui	32,5	31,5	8,01	348	87,81
	Travée	32,5	31,5	4,62	348	50,64
Etage courant	Appui	32,5	31,5	6,03	348	66,10
	Travée	32,5	31,5	4,62	348	50,64
T. Accessible	Appui	32,5	31,5	7,7	348	84,41
	Travée	32,5	31,5	4,62	348	50,64
T. Inaccessible	Appui	32,5	31,5	4,62	348	50,64
	Travée	32,5	31,5	4,62	348	50,64

Tableau IV.18. Vérification des zones nodales selon le sens principal

Niveau	M_N (KN. m)	M_S (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	M_E (KN. m)	M_W (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
Sous-sol + RDC	838,95	838,95	1677,9	172,82	176,79	437,01	Vérifiée
Etage 1	654,92	654,92	1309,84	172,82	176,79	437,01	Vérifiée
Etage 2	654,92	654,92	1309,84	172,82	200,19	466,26	Vérifiée
Etage 3	557,18	557,18	1114,16	172,82	200,19	466,26	Vérifiée
Etage 4	557,18	557,18	1114,16	172,82	200,19	466,26	Vérifiée
Etage 5	528,99	528,99	1057,98	172,82	200,19	466,26	Vérifiée
Etage 6	528,99	528,99	1057,98	172,82	200,19	466,26	Vérifiée
Etage 7	484,91	484,91	969,82	172,82	200,19	466,26	Vérifiée
Etage 8	484,91	484,91	969,82	172,82	200,19	466,26	Vérifiée
Etage 9	403,61	403,61	807,22	172,82	200,19	466,26	Vérifiée

Tableau IV.19. Vérification des zones nodales selon le sens secondaire

Niveau	M_N (KN. m)	M_S (KN. m)	$M_N + M_S$ (KN. m)	M_E (KN. m)	M_W (KN. m)	$1,25(M_E + M_W)$	Observation
Sous-sol +RDC	838,95	838,95	1677,9	106,76	50,64	196,79	Vérifiée
Etage 1	654,92	654,92	1309,84	50,64	87,81	173,06	Vérifiée
Etage 2	654,92	654,92	1309,84	50,64	66,1	145,93	Vérifiée
Etage 3	557,18	557,18	1114,16	50,64	66,1	145,93	Vérifiée
Etage 4	557,18	557,18	1114,16	50,64	66,1	145,93	Vérifiée
Etage 5	528,99	528,99	1057,98	50,64	66,1	145,93	Vérifiée
Etage 6	528,99	528,99	1057,98	50,64	66,1	145,93	Vérifiée
Etage 7	484,91	484,91	969,82	50,64	66,1	145,93	Vérifiée
Etage 8	484,91	484,91	969,82	50,64	66,1	145,93	Vérifiée
Etage 9	403,61	403,61	807,22	50,64	66,1	145,93	Vérifiée

IV.4. Etude des voiles

Un voile de contreventement est un élément vertical de section ($e \times I$), travaillant en flexion composée du même principe qu'un poteau.

La structure qui fait l'étude de notre projet, située dans la zone II_a (moyenne sismicité) avec une hauteur qui dépasse (14m), le RPA99/version 2003(Art.3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement.

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant et considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont : rupture par flexion, rupture en flexion par effort tranchant, rupture par écrasement ou traction du béton.

Les calculs se feront sous les combinaisons les plus défavorables suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \quad (\text{ELU}) \\ G + Q \pm E \quad (\text{ELA}) \\ 0.8G \pm E \quad (\text{ELA}) \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnée par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \rightarrow A = \max (A_1, A_2, A_3)$$

IV.4.1. Recommandations du RPA99/Version 2003

A) Armatures verticales

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- L'effort de traction doit être prise en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue tel que $A_{\min} = 0.2 \times L_t \times e$. Avec L_t : longueur de la zone tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient 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 $L/10$ de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

B) Armatures Horizontale

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

A) Armature transversale

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m².

Règles communes RPA99 V2003 ART.7.7.4.3[1]

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

{	Globalement dans la section du voile 0,15 %
	En zone courante 0,10 %
- ✓ L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $S_t \leq \min(1,5e; 30\text{cm})$
- ✓ Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- ✓ Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.
- ✓ Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

1) 40Φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) 20Φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- ✓ Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec} \quad V = 1,4 \times V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

IV.4.2. Sollicitation et ferrailage des voiles

Les sollicitations sont déterminées à partir de logiciel **ETABS V16.2**, le tableau suivant illustre les sollicitations revenant aux voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x3} , V_{x4} , V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} et V_{y4} .

Tableau IV.20. Les sollicitations revenant aux voiles V_{x1} , V_{x2} , V_{x3} , V_{x4} , V_{y1} , V_{y2} , V_{y3} et V_{y4} .

Niveau	voile	$N^{\max} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$N^{\min} \rightarrow M^{\text{corr}}$		$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$		V(KN)
		N(KN)	M(KN. m)	N(KN)	M(KN. m)	M(KN. m)	N(KN)	
Sous-sol + RDC	V_{x1}	-2572,24	-65,204	-119,07	1257,2	1887,53	-1946,1	680,33
Etage 1 et 2		-2126	-59,81	-935,66	8,41	-742,87	-1609,7	432,6
Etage 3 et 4		-1739,81	-33,53	-766,04	8,05	-235,21	-1310,9	228,02
Etage 5 et 6		-1352,62	-9,94	-575,03	25,51	-279,46	-603,53	178,49
Etage 7 et 8		-924,49	-8,97	-357,88	19,81	307,79	-502,81	134,23
Etage 9 et 10		-455,65	17,24	-97,71	26,77	279,8	-330,78	149,43

Sous-sol + RDC	V_{x2}	-2823	-77,69	-1089,43	12,28	-1944,4	-2074,05	703,69
Etage 1et 2		-2328,91	-59,87	-852,28	5,74	-718,68	-1722,8	387,45
Etage 3et 4		-1893,86	-12,63	-715,57	14,96	224,35	1207,72	208,24
Etage 5et 6		-1497,64	13,38	-563,05	37,56	310,13	-912,62	165,59
Etage 7et 8		-1047,78	28,96	-389,82	37,71	347,89	-589,45	130,58
Etage 9et 10		-529,08	34,11	-147,47	31,94	311,08	-384,32	186,81
Sous-sol + RDC	V_{x3}	-1917,38	-48,22	-610	581,27	-639,52	-1749,24	-220,82
Etage 1et 2		-1575,68	18,72	-634,83	151,56	301,24	-1127,8	190,24
Etage 3et 4		-1300,48	43,75	-548,5	39,03	179,56	-925,85	190,4
Etage 5et 6		-1000,31	60,68	-411,33	87,23	120,35	-716,53	148,33
Etage 7et 8		-675,59	71,82	-218,56	38,47	110,98	-473,03	120,89
Etage 9et 10		-373,84	76,96	-65,97	43,49	130,5	-259,81	105,39
Sous-sol + RDC	V_{x4}	-1844,45	-375,06	-293,41	367,27	-417,69	-1469,87	160,3
Etage 1et 2		-1451,51	-119,36	-505,0	10,32	-139,94	-1272,37	-73,68
Etage 3et 4		-1189,74	-120,95	-457,25	50,59	-227,15	-956,62	-144,94
Etage 5et 6		-913,77	-109,47	-333,94	31,57	-179,72	-715,29	-123,43
Etage 7et 8		-604,26	-105,31	-179,13	16,28	155,07	480,01	-110,71
Etage 9et 10		-269,49	-110,29	-15,19	4,64	-122,19	-219,93	-90,18
Sous-sol + RDC	V_{y1}	-2694,25	161,22	-774,79	606,89	2989,57	-1748,58	-596,86
Etage 1et 2		-2236,31	-21,1	-749,91	194,74	1845,37	-1838,12	461,4
Etage 3et 4		-1830,77	135,94	-629,75	151,58	929,28	-1177,49	-307,8
Etage 5et 6		-1432,33	66,47	-488,21	92,15	534,17	-927,04	222,75
Etage 7et 8		-991,41	20,78	-318,15	53,15	-335,61	-603,38	132,02
Etage 9et 10		-515,83	-70,55	-114,27	114,26	-426,82	-199,18	-205,12
Sous-sol + RDC	V_{y2}	-2494,22	132,17	-833,39	496,08	3072,44	-1607,59	-540,38
Etage 1et 2		-2087,14	107,05	-678,94	212,75	2069,72	-1327,36	-487,94
Etage 3et 4		-1696,65	93,16	-568,14	149,86	913,65	-1077,77	-318,48
Etage 5et 6		-1324,06	40,21	-440,69	85,29	494,6	-847,15	-241,65
Etage 7et 8		-915,87	-16,87	-288,75	61,34	-310,94	-563,77	151,44
Etage 9et 10		-478,28	-72,59	-105,47	143,7	399,48	-187,86	183,42
Sous-sol + RDC		-2560,3	84,94	-879,23	548,86	3029,40	-1689,84	-539,05

Etage 1et 2	V_{y3}	-2168,19	176,84	-705,98	246,18	2115,41	1417,28	-471,72
Etage 3et 4		-1709,14	106,42	-562,74	170,25	918,9	-1114,34	313,78
Etage 5et 6		-1259,28	49,29	-398,91	102,42	501,11	-823,953	-235,51
Etage 7et 8		-767,05	-20,81	-208,17	69,52	-311,48	-404,58	-133,91
Etage 9		-239,47	-49,75	-103,17	50,27	-316,53	-193,45	-116,42
Sous-sol + RDC	V_{y4}	-2775,09	250,27	-832,68	397,13	3092,44	-1803,56	579,49
Etage 1et 2		-2286,88	483,39	-773,41	293,06	2445,16	-1473,75	562,87
Etage 3et 4		-1810,57	200,59	-616,63	186,75	1003,48	-1164,87	332,16
Etage 5et 6		-1336,15	112,21	-436,46	120,92	568,05	-863,87	239,58
Etage 7et 8		-814,95	43,32	-225,94	87,25	358,47	-529,9	140,44
Etage 9		-252,8	33,18	-111,61	61,88	-294,34	-205,19	124,71

IV.4.3. Calcul le ferrailage

Le Calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus Défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$).

Exemple de calcul : calcule sous

$M^{\max} \rightarrow N^{\text{corr}}$ Voile V_{x1} :

Données :

$$M^{\max} = 1887,53 \text{ KN.m}; N^{\text{corr}} = -1946,12 \text{ KN}; V_u = 680,33 \text{ KN}$$

$$L = 3,6 \text{ m}; e = 20 \text{ cm}; d = 3,55 \text{ m}; d' = 0,05 \text{ m}; (\text{Situation accidentelle})$$

$$e_G = \frac{M}{N} = \frac{1887,53}{1946,12} = 0,95 \text{ m} < L = \frac{3,6}{2} = 1,8 \text{ m}$$

Avec :

$$N_U (d-d') - M_{UA} = 1,518 \text{ MN.m} \dots (1); \text{ Et } (0,337h - 0,81d') b h f_{bu} = 15,60 \text{ MN.m} \dots (2)$$

N effort de Traction et c le centre de pression est à l'intérieur de la section et $(1) < (2)$

Donc la section est partiellement comprimée et le calcul de ferrailage se fera par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 5293,24 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = 0,113$$

$$\mu_{bu} = 0,113 < \mu_1 = 0,391 \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) = 0,151$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 3,3 \text{ m}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = 39,67 \text{ cm}^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = -8,97 \text{ cm}^2$$

✓ **Détermination des longueurs (tendue et comprimée) :**

On a :
$$\begin{cases} l_t = \frac{\sigma_{\min} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}} \\ l_c = L - 2l_t \end{cases}$$

Avec :

l_t : Longueur de la zone tendue (partie tendue du voile).

l_c : Longueur de la zone comprimée (partie comprimée du voile).

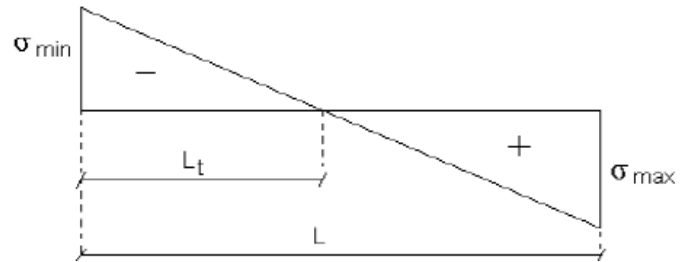


Figure IV.4. Schéma des contraintes

$$\sigma = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times V$$
 Dans notre cas :
$$\begin{cases} \sigma_1 = \frac{1,94612}{3,6 \times 0,2} + \frac{1,88753}{0,4284} \times 1,8 = 9,81 \text{ MPa} \\ \sigma_2 = \frac{1,94612}{2,95 \times 0,2} - \frac{1,88753}{0,4284} \times 1,8 = -3,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\begin{cases} l_t = 0,69 \text{ m} \\ l_c = 2,23 \text{ m} \end{cases}$$

✓ **Armatures minimales en zone tendue et zone comprimée (courante) :**

On a :

$$\begin{cases} A_{\min}^{Z.T} = 0,2\% (e \times l_t) = 0,2\% (20 \times 69) = 2,76 \text{ cm}^2 \\ A_{\min}^{Z.C} = 0,10\% (e \times l_c) = 0,10\% (20 \times 223) = 4,46 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

✓ **Armatures minimales dans tout le voile**

Selon le **RPA99/V2003**, on a : $A_{\min} = 0,15\% (e \times l) = 0,15\% (20 \times 360) = 10,8 \text{ cm}^2$

✓ **Espacement des barres verticales :**

$S_t \leq \min(1,5 \times e ; 30 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$

✓ **Armatures horizontales :**

La section des armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u \times e \times S_t}{0,8 \times f_e}$$
 Avec :

$$\tau_u = \frac{1,4 V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 680,33 \times 10^{-3}}{0,2 \times 3,6} = 1,32 \text{ MPa} \leq \tau_u = 5 \text{ MPa}$$

✓ **Espacement des barres horizontales :**

$S_t \leq \min(1,5e ; 30 \text{ cm}) S_t \leq 30 \dots \dots \dots$ On opte : $S_t = 15 \text{ cm}$

Donc :

$$A_h = \frac{1,32 \times 0,2 \times 0,15}{0,8 \times 400} = 1,84 \text{ cm}^2$$

Tableau IV.21. Sollicitations et ferrailage du voile V_{X3} dans tous les niveaux

Section	Sous-sol +RDC	Etage 1et2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7et8	Etage 9et10
L(m)	2,15	2,15	2,15	2,15	2,15	2,15
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
N(KN)	1749,24	-1127,80	-925,85	-716,53	-473,03	-259,81
M(KN.m)	-639,52	301,24	179,56	120,35	110,98	130,5
d(m)	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1	2,1
V(KN)	-220,82	190,24	190,4	148,33	120,89	105,39
τ_u(MPa)	0,8	0,69	0,69	0,54	0,44	0,38
τ_u(MPa)	5	5	5	5	5	5
A^{cal}(cm²)	-12,21	-9,99	-9,21	-7,45	-4,59	-1,71

$A^{min}(cm^2)$	6,45	6,45	6,45	6,45	6,45	6,45
$\sigma_1(MPa)$	8,21	4,57	3,12	2,45	1,82	1,45
$\sigma_2(MPa)$	-0,08	0,66	0,98	0,88	0,37	-0,24
$l_t(m)$	0,09	0,27	0,49	0,57	0,37	0,32
$l_c(m)$	2,11	1,6	1,16	1,01	1,41	1,53
$A_{min}^{Z,T}(cm^2)$	0,09	1,09	1,97	2,28	1,48	1,23
$A_{min}^{Z,C}(cm^2)$	4,21	3,21	2,33	2,02	2,82	3,07
$A_{V/face}^{adop}(cm^2)$	11HA12	11HA12	11HA12	11HA12	11HA12	11HA12
$S_t(m)$	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,00	0,86	0,86	0,67	0,55	0,48
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adop}(cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8	2HA8

Tableau IV.22. Sollicitations et ferrailage du voile V_{y4} dans tous les niveaux

Section	Sous-sol +RDC	Etage 1et2	Etage 3et4	Etage 5et6	Etage 7et8	Etage 9
$L(m)$	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6	4,6
$e(m)$	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2	0,2
$N(KN)$	-1803,56	-1473,75	-1164,87	-863,87	-529,9	-205,19
$M(KN.m)$	3092,44	2445,16	1003,48	568,05	358,47	-294,34
$d(m)$	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55	4,55
$V(KN)$	579,49	562,87	332,16	239,58	140,44	124,71
$\tau_u(MPa)$	0,98	0,95	0,56	0,41	0,24	0,21
$\tau_u(MPa)$	5	5	5	5	5	5
$A_h^{cal}(cm^2)$	-3,77	-3,89	-8,71	-7,56	-4,63	-0,95
$A^{min}(cm^2)$	13,8	13,8	13,8	13,8	13,8	13,8
$\sigma_1(MPa)$	6,34	5,06	2,68	1,74	1,08	0,64
$\sigma_2(MPa)$	-2,42	-1,86	-0,15	0,13	0,07	-0,19
$l_t(m)$	1,27	1,24	0,25	0,33	0,27	1,07
$l_c(m)$	2,06	2,13	4,09	3,95	4,06	2,46
$A_{min}^{Z,T}(cm^2)$	5,09	4,95	1,01	1,31	1,08	4,28
$A_{min}^{Z,C}(cm^2)$	4,11	4,25	8,19	7,89	8,12	4,92
$A_{V/face}^{adop}(cm^2)$	10HA12=11,3	10HA12=11,3	8HA12=9,05	8HA12=9,05	8HA12=9,05	8HA14=12,3
$S_t(m)$	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15	0,15
$A_h^{cal}(cm^2)$	1,22	1,19	0,7	0,51	0,3	0,26
$A_h^{min}(cm^2)$	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6	0,6
$A_h^{adop}(cm^2)$	6HA10+10HA12	6HA10+10HA12	6HA10+10HA12	6HA10+10HA12	6HA10+10HA12	6HA10+10HA12

Schéma de ferrailage

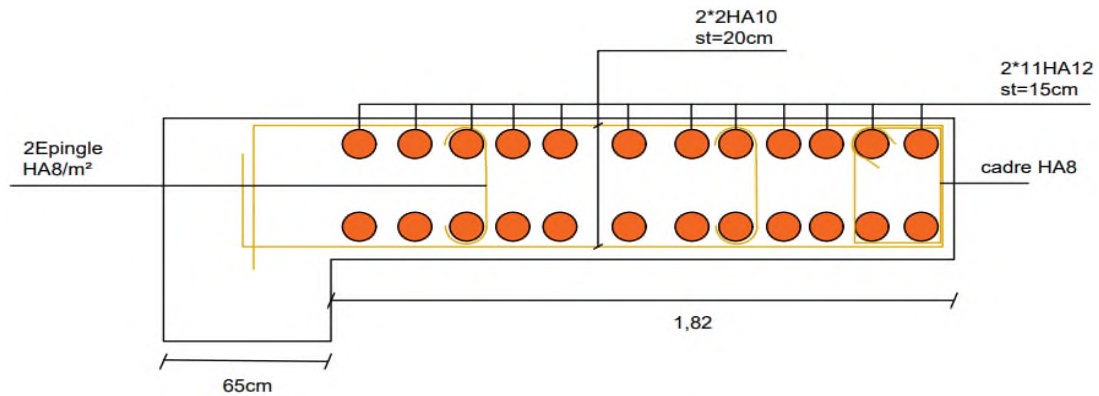


Figure V.5. Schéma de ferrailage du voile V_{x3}

Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrailages des différents éléments principaux, au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments principaux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés. Le ferrailage adopté est maximum donnée par le RPA, il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui calculé par le BAEL. LES poutres sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel (ETABS V.16.2). Les voiles de contreventement ont été calculées à la Flexion composée les sollicitations obtenues par le logiciel (ETABS V.16.2). Les ferrailages Adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

V.1.Introduction

Après le dimensionnement de la structure, et la définition des différentes dimensions des bâtiments constituant, on peut déterminer la charge qui sera transmise au sol par la structure

Alors le dimensionnement va nous donner la charge qui sera transmise à un sol qui a une capacité portante donnée dans le rapport du sol. La problématique alors c'est de dimensionner les fondations, qui sont des éléments de la structure dans un rôle est d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la structure, cette transmission peut être direct (semelle posée directement sur le sol : fondation superficielles), ou indirecte différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales, donc c'est une partie essentielle de l'ouvrage.

Dans cette partie de notre travail on va présenter les différentes étapes du dimensionnement des fondations de l'ouvrage en question tout en respectant les règles en vigueur.

V.2. Reconnaissance du sol

Les résultats des essais effectués sur le site d'implantation de l'ouvrage en question, qui est dans notre cas un bâtiment en R+9 avec un sous-sol, de la première nécessité montrent que le sol en question est de moyenne résistance avec une capacité portante estimée à 1,5 bars et une catégorie de sol meuble (S3), ces résultats nous ont permis d'envisager comme première approximation l'emploi de fondation superficielle, L'ancrage des fondations sera à partir de 2m de profondeur, et la contrainte admissible à prendre dans les calculs est de $Q_{amd}=1.5bar$. D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier).

V.3. Choix du type de fondation

Le choix du type de fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants : La capacité portante du sol, les Charges transmises au sol, la Compressibilité du sol (tassement absolu et différentiel), la profondeur du bon sol. En se basant sur les charges obtenues dans le calcul, et les données géotechniques du sol, on détermine le type de fondation adéquat pour la structure étudiée. Pour les combinaisons d'actions utilisées, d'après le **RPA99/2003** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$G + Q \pm E, \text{ et } 0.8G \pm E. \qquad \text{RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1) [1]}$$

Après avoir effectué les calculs pour les fondations superficielles semelle isolé et filante il s'est avéré que ce type de fondation ne passe pas, donc on est passé au calcul d'un radier générale nervuré.

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec : N : Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

V.4. Radier général

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, La dalle prend appuis sur des nervures. Il assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement.

On choisit un radier général dans les cas suivant :

- Un mauvais sol
- Charges transmises au sol sont importantes.
- Les poteaux rapprochés (petites trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

V.4.1. Caractéristique géométrique du radier

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes

Condition de coffrage

✓ Nervure : $h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{655}{10} = 65,5 \text{ cm} \rightarrow h_t = 70 \text{ cm} \dots \dots \dots (1)$

✓ Dalle : $h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{655}{20} = 32,75 \text{ cm} \rightarrow h_r = 40 \text{ cm}$

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

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

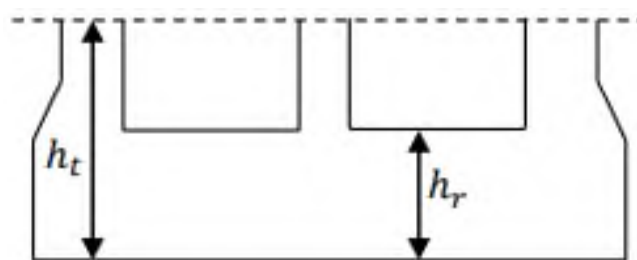


Figure V.1. Dimensions du radier

Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} \times Le$ avec : $Le \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$

Le : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : Coefficient de raideur du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

I: Inertie de la section du radier.

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,2 \times 10^7$ KN/m²

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

$$\text{On a: } I = \frac{a \times b^3}{12} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{L_{max}^4 \times 48 \times k}{\pi^4 \times E}} \quad h_t \geq 1,065m$$

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$$h_t = 1,1m \text{ Pour les nervures de radier}$$

$$h_r = 0,4 m \text{ Pour le Radier}$$

Calcul du Poids

$$N_{ser}: \text{L'effort de service de la superstructure. } N_{ser} = 75356,6 \left\{ \begin{array}{l} \frac{N_{ser}}{S_{radier}} \leq \sigma_{sol} \\ S_{radier} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \end{array} \right.$$

$$S_{radier} = 477,04m^2$$

$$\text{La surfacē du bâtiment } S_{bat} = L_x \times L_y = 537,99 m^2$$

$$S_{radier} < S_{batiment} \rightarrow \text{Le radier ne comporte pas de débord}$$

$$\text{Donc on prend } S_{radier} = 537,99 m^2$$

$$\frac{N_{ser}}{S_{radier}} = \frac{75356,6}{537,99} = 1,4bars \leq \sigma_{sol} = 1,5 bars$$

V.4.2. Vérifications nécessaires

✓ Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (Article A.5.2.4.2)** [3], il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :



Figure V.2. Présentation de zone d'impact de la charge concentrée

$$N_u \leq 0,045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul égal à : 3381,56 KN

h_t : Hauteur total de la dalle du radier. 1,1m

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (A + B) \begin{cases} A = a + h_t = 1,75m \\ B = b + h_t = 1,75m \end{cases} \text{ donc } U_c = 7 \text{ m}$$

$$N_u = 3381,59 \leq 0,045 \times 7 \times 1,1 \times \frac{25 \times 10^3}{1,15} = 7532,61 \text{ KN} \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

✓ **Vérification de la contrainte dans le sol DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 a) [5]**

Sous l'effet du moment renversant, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \bar{\sigma}_{\text{adm}} \text{ Avec : } \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,150 \text{ MPa}$$

Les contraintes sous le radier sont données par :

$$\sigma = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

$$\begin{cases} X_G = 11,35 \text{ m} \\ Y_G = 11,85 \text{ m} \end{cases} \begin{cases} I_{xx} = 23101,74 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 25181,97 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{xx} = 896257,00 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = 828587,00 \text{ KN.m} \end{cases} \text{ Résultat tiré du logiciel ETABS.}$$

Excentricité de la résultante des forces par rapport au centre de la gravité (C.D.G) et Les moments engendrés par l'excentricité des forces sismiques :

$$\begin{cases} e_x = \frac{M_x}{N} = 11,89 \text{ m} \\ e_y = \frac{M_y}{N} = 11 \text{ m} \end{cases} \text{ Ce qui donne } \begin{cases} M_{xx} = 40692,5 \text{ KN.m} \\ M_{yy} = 64053,1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Détermination des contraintes moyennes dans les deux sens :

$$\text{Sens x-x : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0,14 + \frac{40,692}{23101,74} \times 11,85 = 0,14 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_x}{I_x} Y_G = 0,14 - \frac{40,692}{23101,74} \times 11,85 = 0,119 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,14 + 0,11}{4} = 0,14 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,15 \text{ MPa} \dots \text{ Vérifier}$$

$$\text{Sens-y-y : } \begin{cases} \sigma_{\text{max}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_y} X_G = 0,14 + \frac{64,0531}{25181,97} \times 11,35 = 0,16 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{min}} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} - \frac{M_y}{I_y} X_G = 0,14 - \frac{64,0531}{25181,97} \times 11,35 = 0,11 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\text{On trouve : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times 0,16 + 0,11}{4} = 0,14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{\text{adm}} = 0,15 \text{ MPa} \dots \text{ Vérifier}$$

✓ **Vérification de la stabilité au renversement Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003[1],**

On doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement [1]

On doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

- ✓ **Sens X-X** : $e = \frac{40692,5}{75356,6} = 0,53\text{m} < \frac{22,70}{4} = 5,67\text{ m} \dots \dots \dots$ vérifiée
- ✓ **Sens-Y-Y** : $e = \frac{64053,1}{75356,6} = 0,85\text{m} < \frac{23,70}{4} = 5,925\text{m} \dots \dots \dots$ vérifiée
- ✓ **Vérification de la poussée hydrostatique**

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$$

Avec :

$$N = 75356,6 \text{ KN}$$

$$H = 2,89 + 1,1 = 3,99 \text{ m (la hauteur d'ancrage du bâtiment)}$$

$$F_s = 3 \text{ (coefficient de sécurité), C'est d'après le rapport de sol}$$

$$S_{rad} = 537,99 \text{ m}^2 \text{ (surface du radier)}$$

$$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3 \text{ (Poids volumique de l'eau).}$$

$$\text{On trouve : } N = 75356,6 \text{ KN} \geq 3 \times 3,99 \times 537,99 \times 10 = 64397,403 \text{ KN}$$

V.4.3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée et sollicitée à la flexion simple. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

$$\text{Soit : } G_0 \text{ le poids propre de radier : } G_0 = \rho \times h_r = 25 \times 0,4 = 10 \text{ KN/m}^3$$

Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1,35 G_0 = \frac{103416}{537,99} + 13,5 = 205,7 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 = \frac{75356,1}{537,99} + 10 = 150 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3,95}{6,55} = 0,6 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travail selon deux sens}$$

$$\text{ELU } \rho = 0,60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0822 \\ \mu_y = 0,2948 \end{cases} ; \text{ELS } \rho = 0,60 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0870 \\ \mu_y = 0,4672 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x \times q_u \times L_x^2 \\ M_{oy} = \mu_y \times M_{ox} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{ox} = 263,8 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 77,7 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• Calcul des moments corrigés

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} = 197,8 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,75 \times M_{oy} = 583,3 \text{ KN.m} \end{cases} ; \begin{cases} M_{ax} = -0,5 \times M_{ox} = -131,9 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,5 \times M_{oy} = -38,88 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times h) = (1 \times 0,4) \text{ m}^2$, $d = 0,35 \text{ m}$

- **Condition de non fragilité**

$$\text{On a } e = 40\text{cm} > 12\text{cm} \text{ et } \rho = 0,60 > 0,4 \Rightarrow \begin{cases} A_{\min x} = \rho_0 \times \left(\frac{3-\rho}{2}\right) \times b \times h_r = 3,84\text{cm}^2 \\ A_{\min y} = \rho_0 \times b \times h_r = 3,20\text{cm}^2 \end{cases}$$

Le ferrailage se fera pour une section de : $(b \times h_r) = (1 \times 0,4)\text{m}^2$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.1. Ferrailage de radier

Localisation		M(KN. m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	St (cm)
Travée	X-X	197,8	17,3	3,84	7HA20=21,99	15
	Y-Y	58,3	4,85	3,2	6HA16=12,06	
Appui	X-X	131,9	11,28	3,84	6HA20=18,85	
	Y-Y	38,8	3,23	3,2	5HA12=5,65	

V.4.4. Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = \mathbf{1,17 \text{ MPa}}$$

$$\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 357,6 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 78,42 \text{ KN} \end{cases} \rightarrow V_{\max} = 357,6 \text{ KN}$$

Donc $\tau_u = 1,02 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$ c'est vérifier

Pas de risque par cisaillement.

$$\checkmark \text{ L'ELS } \begin{cases} M_0^x = \mu_x q_s l_x^2 = 203,6 \text{ KN.m} \\ M_0^y = \mu_y M_0^x = 95,1 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En Travée : } \begin{cases} M_t^x = 0,75 M_0^x = 152,7 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0,75 M_0^y = 71,33 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En Appui : } \begin{cases} M_a^x = -0,5 M_0^x = -101,8 \text{ KN.m} \\ M_a^y = -0,5 M_0^y = -47,55 \text{ KN.m} \end{cases}$$

V.4.5. Vérification les contraintes

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_{st} = \frac{15 M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = 201,64 \text{ MPa} \end{cases}$$

$\bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible de béton).

$\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier). F.N : $\bar{\sigma}_b = \min\left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right]$

y : position de l'axe neutre

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

$$\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0; \text{ on aura "y"}$$

Tableau V.2. Vérification des contraintes a l'ELS

	sens	M (KN.m)	A _{adop} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation	σ _{st}	observation
travée	x-x	152,7	21,99	12,25	231993	8,06	Verifier	224	201,6
	y-y	71,33	12,06	9,58	146200	4,67		186	
appui	x-x	101,8	18,85	11,52	206843,8	5,66	verifier	175	201,6
	y-y	47,55	5,65	6,9	77869,8	4,21		257	

Remarque on remarque que la condition $\sigma_{st} \leq \sigma_{st}$ n'est pas verifie donc il faut augmenter la section d'acier.

En travée : sens x - x : 8HA20 = 25,13cm²

En appui : sens y - y : 5HA10 = 10,05cm²

Re-verification des contraintes de radier

Tableau V.3. Vérification des contraintes a l'ELS

	Sens	M (KN.m)	A _{adop} (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	Observation	σ _{st}	observation
travée	x-x	152,7	25,13	12,91	255662,4	7,71	Verifier	197	201,6
appui	y-y	47,55	10,05	8,86	126190,9	3,34	verifier	147	201,6

Espacement entre les armatures

Sens x-x : $S_t \leq \min[3h_r; 33cm] = 33cm \rightarrow S_t = 18cm$

Sens y-y : $S_t \leq \min[4h_r; 45cm] = 45cm \rightarrow S_t = 20cm$

Sens x-y : $S_t \leq \min[4h_r; 45cm] = 45cm \rightarrow S_t = 20cm$

Schéma de ferrailage de radier

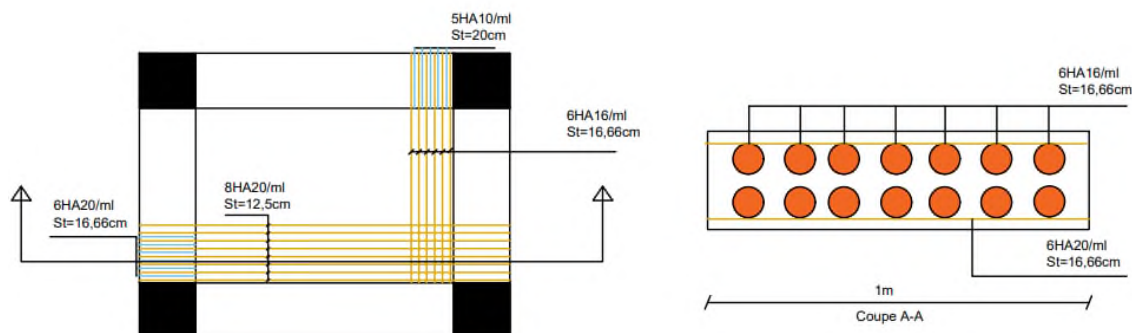


Figure V.3. Schéma de ferrailage de radier

V.5. Etude les nervures

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

a. Estimation des charges revenant aux nervures

V.5.1. Calcul des sollicitations

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) \times l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{p}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) \times l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) \times l_{xd} \right] \end{cases}$$

Charges triangulaires

Cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$

$$\text{Cas d'une seule charge triangulaire par travée : } \begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$$

Avec :

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

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

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

Le calcul des sollicitations dans les nervures se fait pour la nervure la plus défavorable dans chaque Sens par la méthode de Caquot, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Sens x-x:

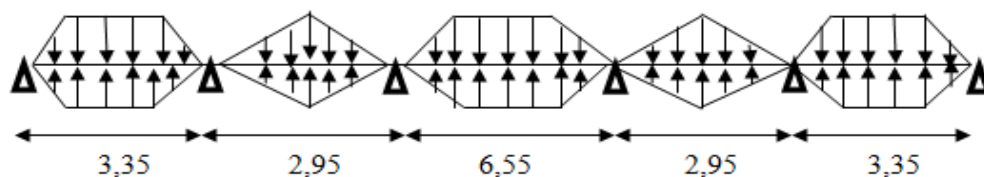


Figure V.4.schéma de nervure dans le sens x-x

Sens y-y :

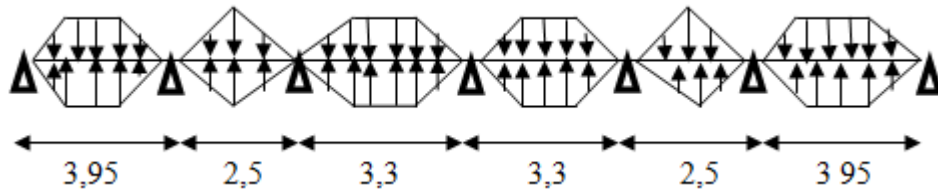


Figure V.5. schéma de nervure dans le sens y-y

V.5.4.1. Calcule les sollicitations

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

$$\text{Moment aux appuis : } M_a = -\frac{q_g \times l_g^3 + q_d \times l_d^3}{8,5(l_g + l_d)} \text{ Avec : } l' =$$

$$\begin{cases} l & \text{si en travée de rive} \\ 0,8 \times l' & \text{si en travée intermédiaire} \end{cases}$$

Moment en travée :

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \text{ Avec : } M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \text{ Et } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Sollicitation dans les nervures selon des deux sens.

Sens	travée	$l(m)$	$q_m(KN)$	$M_g(KN.m)$	$M_d(KN.m)$	$x(m)$	$M_t(KN.m)$
x-x	A-B	3,35	461,5	0	-204,786	1,378	195,249
	B-C	2,36	404,5	-204,786	-319,994	0,943	-113,389
	C-D	5,24	622,2	-319,994	-319,994	2,62	386,01
	D-E	2,36	404,5	-319,994	-204,786	1,417	-113,389
	E-F	3,35	461,5	-204,786	0	1,972	195,249
y-y	A-B	3,95	510,8	0	-286,589	1,622	270,68
	B-C	2,00	816,8	-286,589	-88,121	1,482	-60,569
	C-D	2,64	449,5	-88,121	-107,945	1,283	81,31
	D-E	2,64	449,5	-107,945	-88,121	1,357	81,31
	E-F	2,00	816,8	-88,121	-286,589	0,518	-60,569
	F-G	3,95	510,8	-286,589	0	2,328	270,68

V.5.2. Calcule le ferrailage

Le ferrailage des nervures se fera à la flexion simple comme des sections en T renversée.

Détermination de la largeur efficace b selon les deux sens (CBA. Art4.1.3) [2]

La largeur de la nervure : $0,3h_t \leq b_0 \leq 0,7h_t$

On prend

$$b_0 = 0,65m$$

$$h = 1,1m, h_0 = 0,4m, b_0 = 0,65m, d = (h - d') = 1,05m$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sensxx: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{6,55}{2}; \frac{2,5}{10}\right) \Rightarrow b = 1,15\text{m} \\ \text{Sensyy: } \frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_y}{2}; \frac{L_x^{\min}}{10}\right) \\ \frac{b-0,65}{2} \leq \min\left(\frac{3,95}{2}; \frac{2,95}{10}\right) \Rightarrow b = 1,24\text{m} \end{array} \right.$$

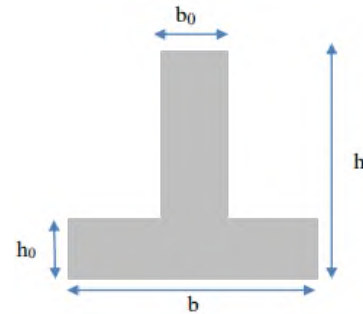


Figure V. 6. coupe d'une nervure

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

$$M_{TU} = 1,24 \times 0,4 \times 14,2 \left(1,05 - \frac{0,4}{2}\right) = 5986,72 \text{ KN.m}$$

On a $M_{TU} = b \times h_0 \times f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2}\right) > M_u \Rightarrow$ le calcul se fait pour une section $(b \times h)$

Tableau V.5. Ferrailage des nervures

Localisation		M (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	choix
X-X	Travée	386,01	11,23	13,88	5HA20	15,71
	Appui	204,78	5,92		5HA20	15,71
Y-Y	Travée	270,68	7,84	14,97	5HA25	24,54
	Appui	286,58	8,31		5HA25	24,54

V.5.3. Armatures transversales

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{min}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 31,4; 65)\text{mm} \Rightarrow \text{Soit : } \phi_t = 16\text{mm et}$$

$$A_{tran} = 2 \text{ cadre} + 1 \text{ Etrier} = 8\text{HA}10 = 6,28\text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12; 10\phi_t^{\min}\right) \Rightarrow S_t \leq \min(26,75; 12; 200) = 12 \text{ cm}$$

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 12 \text{ cm}$.

V.5.4. Vérification à L'ELU

• Vérification de l'effort tranchant

$$\text{On a : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left[\frac{0,15f_{c28}}{\gamma_b}, 4\text{MPa}\right] = 2,5\text{MPa} \dots \dots \text{F.N}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens xx: } \tau_u = \frac{223,11 \times 10^{-3}}{1,15 \times 1,05} = 0,185\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \dots \text{vérifier} \\ \text{Sens yy: } \tau_u = \frac{1012,59 \times 10^{-3}}{1,24 \times 1,05} = 0,78\text{MPa} < 2,5\text{MPa} \dots \text{vérifier} \end{array} \right.$$

Pas de risque de cisaillement des nervures

VI.3.4 Vérification des contraintes à l'ELS : On doit vérifier que

$$\sigma_{bc} = \frac{M}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 15\text{MPa}$$

$$\sigma_{st} = 15 \frac{M}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min\left(0,5f_e; 90 \sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 164,97\text{MPa}$$

Tableau V.6. Vérifications des contraintes dans le béton et dans l'acier

Local		M_s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$
X-X	travée	281,48	18,29	1807863	2,84	Vérifier	190,8
	Appui	233,34	18,29	1807863	2,36	Vérifier	158,17
Y-Y	travée	188,17	21,57	2679092	1,52	Vérifier	82,62
	Appui	199,23	21,57	2679096	1,6	Vérifier	87,47

Remarque : Les contraintes de traction dans l'acier sont vérifiées.

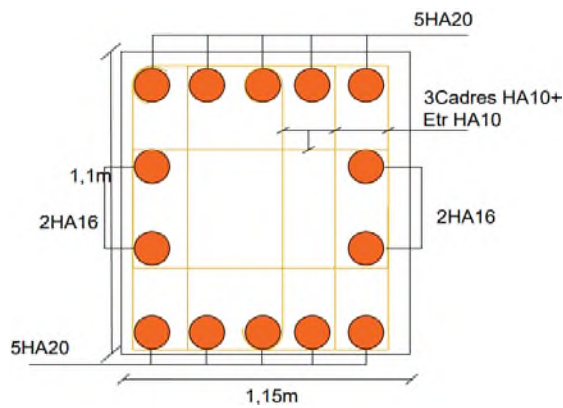
- **Armature de peau**

D'après le CBA93 (Art A.7.3), leur section est d'au moins 3cm^2 par mètre de longueur de paroi mesurée perpendiculairement à leur direction

Donc, $A_p = 3 \times 1,1 = 3,3\text{cm}^2$. on opte pour $2\text{HA}16=4,02\text{cm}^2$ par face.

Schéma de ferrailage

Nervure sens x-x



Nervure sens y-y

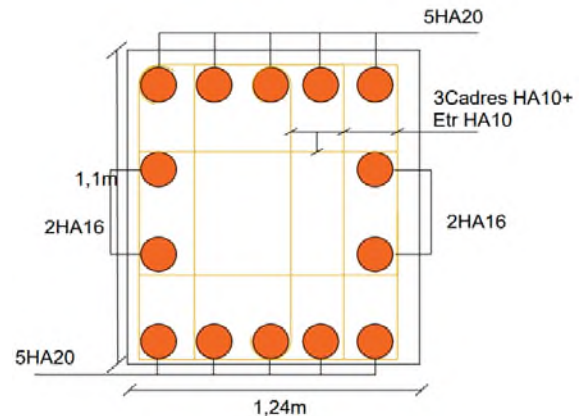


Figure V.7. Schéma de ferrailage des nervures

V.6. Etude du voile périphérique

V.6.1. Dimensionnement

On utilise le voile périphérique lorsque le niveau de base est surélevé par rapport à la plateforme extérieure pour retenir les remblais et pour éviter les poteaux courts. Le voile périphérique travaille comme une dalle pleine verticale, sur quatre appuis avec $\rho < 0,4$

$$\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30} \Leftrightarrow l_x = h_e - h_p = 3,06 - 0,35 = 2,71\text{m}$$

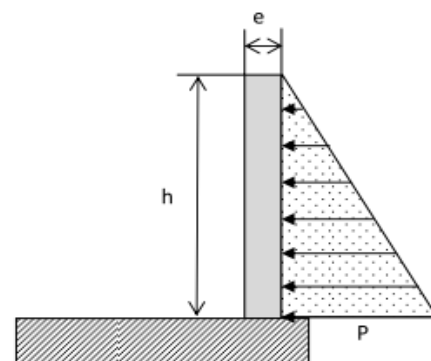
$$\frac{271}{35} \leq e \leq \frac{271}{30} \rightarrow 7,74 < e < 9,03$$

l_x : La petite portée de panneau de la dalle.

h_e : Hauteur d'étage.

h_p : Hauteur de la poutre.

On opte pour une épaisseur de 20 cm pour sous-sol.



Données relatives au calcul du voile périphérique :

Dimension de voile :

- Hauteur $h=2,71\text{ m}$
- Longueur $L=6,55\text{ m}$
- Épaisseur $e = 20\text{ cm}$

➤ Caractéristiques du sol

- Poids spécifique $\gamma_h = 20 \text{ KN/m}^3$
- Cohésion $c_u = 0 \text{ bar}$
- Angle de frottement $\varphi = 27^\circ$

Figure VI.4.1. Poussées des terres sur les Voiles périphériques

V.6.2. Evaluation des charges et surcharges

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

$$\checkmark \text{ La poussée des terres : } \begin{cases} G = h \times \gamma \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times c \times \text{tg} \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \\ G = 3,06 \times 20 \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2} \right) = 22,98 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$$\checkmark \text{ Surcharge accidentelle : } \begin{cases} q = 10 \text{ KN/m}^2 \\ Q = q \times \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{27}{2} \right) \Rightarrow Q = 3,75 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

V.6.3. Calcul du ferrailage

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

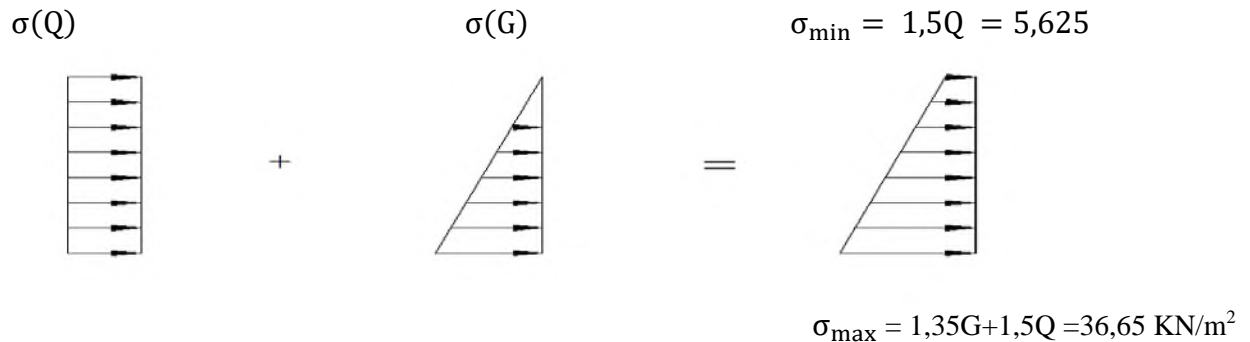


Figure V.8. Diagramme des contraintes qui agissent sur le voile périphérique

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = \frac{3 \times 36,65 + 5,625}{4} = 28,89 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 28,89 \text{ KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont :

$$\begin{cases} L_x = 2,71 \text{ m} \\ L_y = 6,55 \text{ m} \\ e = 20 \text{ cm} \end{cases} \quad \rho = 0,41 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

$$\text{➤ Calcul des moments isostatiques : } \begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \end{cases}$$

$$\rho = 0,41 \Rightarrow \text{ELU} \begin{cases} \mu_x = 0,1088 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases} \begin{cases} M_{0x} = 0,1088 \times 28,89 \times 2,71^2 = 23,08 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 0,25 \times M_{0x} = 5,77 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ Les moments corrigés

$$\text{Travée : } \begin{cases} M_x^t = 0,85 M_{0x} = 19,62 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75 M_{0y} = 4,33 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Appui : } \begin{cases} M_{ax} = -0,5 M_{0x} = -11,54 \text{ KN.m} \\ M_{ay} = -0,5 M_{0y} = -2,89 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec: $A_{\min} = 0,1\% \times b \times h$ **RPA99/2003 ART 10.1.2 [1]**

➤ **Ferraillage**

On fait le ferraillage d'une section $(b \times e) = (1 \times 0,20)m^2$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times e$$

Tableau V.7. Sections d'armatures du voile périphérique

Localisation		MKN. m	μ_{bu}	α	Z (cm)	$A^{cal}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A^{min}(\text{cm}^2/\text{ml})$	$A^{ado}(\text{cm}^2/\text{ml})$
Travée	x-x	19,62	0,047	0,061	0,165	3,4	2,06	6HA12=6,79
	y-y	4,33	0,012	0,013	0,169	0,73	2,06	3HA14=4,62
Appui	x-x	-11,54	0,028	0,035	0,167	1,97	1,6	3HA12=3,39
	y-y	-2,89	0,01	0,01	0,169	0,49	1,6	3HA12=3,39

✓ **Espacements**

Sens x-x : $S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Sens y-y : $S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 32 \text{ cm}$

VI.4.3 Vérifications à l'ELU : $\begin{cases} \rho = 0,41 > 0,4 \\ e = 20 \text{ cm} > 12 \end{cases}$

$$A_x^{\min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{\min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,41) 100 \times 20 = 2,07 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 1,6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2,00 \text{ cm}^2$$

✓ **Calcul de l'effort tranchant :** $\begin{cases} V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 13,16 \text{ KN} \\ V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = 0,93 \text{ KN} \end{cases}$

✓ **Vérification de l'effort tranchant**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{42,81 \times 10^{-3}}{0,17 \times 1} = 0,252 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17$$

$$\tau_u = 0,252 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1,17 \text{ MPa}$$

VI.4.4 Vérification à L'ELS

$$\rho = 0,41 \Rightarrow \text{ELS} \begin{cases} \mu_x = 0,1110 \\ \mu_x = 0,2924 \end{cases} \begin{cases} \sigma_{\max} = G + Q = 26,73 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\min} = Q = 3,75 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \sigma_{\text{moy}} = 20,98 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \sigma_{\text{moy}} \times 1 \text{ ml} = 20,98 \text{ KN/ml}$$

✓ **Calcul des moments isostatiques** $\begin{cases} M_{0x} = 23,55 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 6,89 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ **Les moments corrigés**

$$\text{Travée : } \begin{cases} M_x = 0,85 M_{0x} = 20,02 \text{ KN.m} \\ M_y = 0,75 M_{0y} = 5,17 \text{ KN.m} \end{cases} \quad \text{Appui : } \begin{cases} M_{\text{ax}} = -0,5 M_{0x} = -11,78 \text{ KN.m} \\ M_{\text{ay}} = -0,5 M_{0y} = -3,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Vérification des contraintes**

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \\ \sigma_{st} = 15 \frac{M_s}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_{st} = \min(0,5 f_e; 90 \sqrt{\eta f_{t28}}) \dots \text{ Fissuration tres nuisible} \end{cases}$$

Tableau V.7. Vérification des contraintes dans les voiles périphériques

Localisation		M^{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)
Travée	x-x	17,1	4,95	18832	$4,95 \leq 15$	Vérifiée	$139 < 201,63$
	y-y	5	4,21	13824	$1,29 \leq 15$	Vérifiée	$58,99 < 201,63$
Appui	x-x	8,55	3,68	10683	$2,94 \leq 15$	Vérifiée	$159,93 < 201,63$
	y-y	2,5	3,68	10683	$0,86 \leq 15$	Vérifiée	$46,76 < 201,63$

On remarque que la contrainte de traction est vérifiée.

Schéma de ferrailage

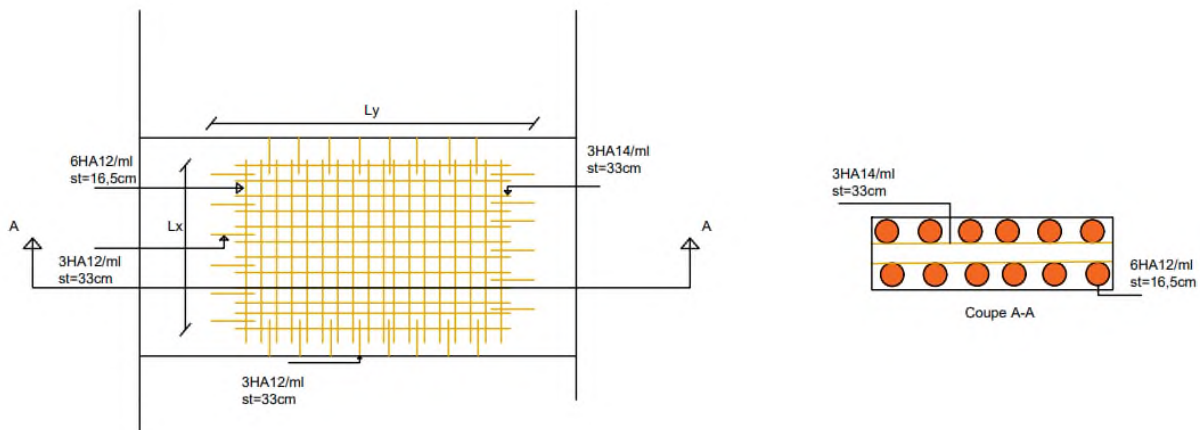


Figure V.7. Schéma de ferrailage de voile périphérique

Conclusion

Par définition, Une fondation de bâtiment est la partie qui assure la transmission dans le sol des charges (poids propre, forces climatiques, sismiques et charges d'exploitation) de celui-ci. Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol. Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu, nous avons choisis une solution du type fondation, leur géométrie et leur fonctionnement. Selon la qualité du sol sur lequel le bâtiment, étudié dans ce présent mémoire, doit être implanté, ainsi que selon la nature et la taille du bâtiment exprimé par les charges appliquées on a choisis le type de fondations considérée adéquates.

Le calcul des fondations s'est fait sur plusieurs étapes. Pour le choix du type de fondations de la structure nous avons procédé, en premier lieu, à un calcul avec semelles isolées. Il s'est avéré après le calcul que ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement. En second lieu nous avons procédé à calculé des semelles filantes en considérant la fille la plus sollicitée après le calcul il s'est avérée aussi, que ceux-ci ne conviennent pas à cause de l'espacement entre deux semelles.

Conclusion générale

Pour l'étude d'une structure en génie civil en générale, et du bâtiment en particulier, l'ingénieur doit définir à l'avance une stratégie d'étude en définissant les différentes étapes de l'étude. Ces étapes qui vont conduire à un résultat final, qui est la définition des différentes sollicitations, qui seront utilisées à leur tour pour le dimensionnement des différents éléments de la structure. Une étude génie civil a pour objectif de dimensionner la structure à fin d'avoir un meilleur comportement en faisant travailler les matériaux au maximum.

Le dimensionnement de la structure repose sur plusieurs paramètres, à savoir, sa conception architecturale, la nature du site d'implantation, la maîtrise des codes de calculs et des règlements en vigueur. Les soucis de l'ingénieur génie civil c'est de concevoir une structure qui répond aux différentes exigences de comportement et de résistance. Le comportement vis-à-vis des charges sismiques dans notre cas est un souci majeur du fait que la structure étudiée sera implantée à Bejaia qui est une zone sismique. Par ailleurs, cette étude nous a conduits à dégager un certain nombre de conclusions dont les plus importantes sont :

Après l'analyse des plans architecturaux on a constaté que la structure est plus au moins régulière en plans et en élévation. L'analyse géotechnique donnée du site ne nous donne que le sol d'assise à une capacité portante moyenne vue l'importance de l'ouvrage. Le prédimensionnement des éléments a permis de donner une idée générale sur les dimensions des différents éléments à savoir : plancher, poutres, poutrelles, escalier, acrotère, poteaux. Les dimensions seront utilisées pour la détermination des charges statiques de la structure. Ces dimensions sont utilisées dans le modèle numérique en 3D réalisé à l'aide du logiciel ETABS.

On a constaté que le critère le plus dominant dans le choix de l'épaisseur des dalles pleines est le critère du feu. Et le poteau le plus sollicité dans notre cas est celui à côté de la cage d'escalier.

La modélisation de la structure, en utilisant le logiciel ETABS 2016, nous a permis de prédire le comportement de la structure sous chargement sismique. On a effectué un calcul tridimensionnel dynamique dans le but de déterminer les différentes sollicitations sous différentes combinaisons d'actions. Cela, est effectué afin de dimensionner de manière correcte les différents éléments vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'avoir un meilleur comportement de la structure et de satisfaire toutes les conditions de RPA99/2003.

La modélisation et l'étude dynamique de la structure nous a conduit à opter pour un système de contreventement mixte voile-portique avec interaction et cela est due à la hauteur importante de l'ouvrage étudié. Pour avoir un comportement acceptable de la structure en question et pour vérifier l'interaction portique-voile (horizontale et vertical), on a opté pour des voiles d'épaisseur $e = 20\text{cm}$. Le nombre total des voiles prévus est de 8, disposés selon le sens xx 04 voiles et 04 selon le sens yy. Ces voiles vont supporter au moins de 25% de l'effort horizontal et au plus de 20% d'effort vertical. Et des portiques poteaux- poutres, les des poteaux.

La modélisation qui a été faite avec le logiciel ETABS, nous a donnée des résultats satisfaisant vis-à-vis des exigences des règles en vigueur.

Les résultats obtenus ont montré que les deux premiers modes sont des modes de translation, le 1^{er} selon xx et le 2^{eme} selon yy, et le 3^{eme} est une rotation. Le taux de participation massique atteint plus de 90% dans le mode ⁷ selon xx et dans le mode ⁸ selon yy.

Les périodes numériques obtenues par le logiciel ETABS dans les deux premiers modes sont inférieures à celles calculées après majoration de 30% (RPA99/2003 Art 4.2.4), donc la condition des RPA99/2003 est vérifiée.

- ❖ Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
- ❖ Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet $P - \Delta$)
- ❖ La vérification de l'effort tranchant à la base du bâtiment dans le sens y-y n'est pas vérifiée, donc on doit majorer toutes les réponses obtenues à partir de la méthode modale spectrale par un facteur de $0.8 \times V_{st} / V_{dyn}$.
- ❖ Dans l'étude des éléments porteurs, on déduit que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

Le radier nervuré est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

Annexe I

1. Méthode forfaitaire (BAEL 91)

- **Domaine d'application (BAEL91art. B.6.210)**

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

-Le plancher soit à surcharge modéré c'est-à-dire : $(Q \leq \min (2G, 5KN/m^2))$

- le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25$

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

- fissuration peu nuisible (F.P.N).

Soit une poutre continue soumise à une charge uniformément répartie Q et soit :

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

Avec : α = coefficient traduisant l'importance

- **Application de la méthode**

- ✓ **Valeurs des moments**

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max (1,05M_0 ; (1 + 0,3 \alpha) M_0)$$

$$M_t \geq (1 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} \quad \Longrightarrow \quad \text{Pour une travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq (1,2 + 0,3 \alpha) \frac{M_0}{2} \quad \Longrightarrow \quad \text{Pour une travée de rive}$$

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 \times M_0 \Rightarrow$ pour une poutre à deux travées.

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

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

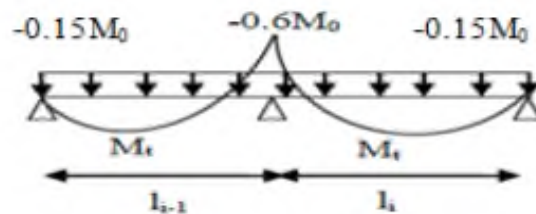


Figure3.2.1. Moment d'une poutre à deux travées

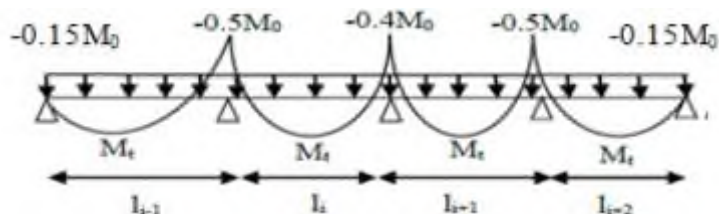


Figure3.2.2. Moment d'une poutre à plus de deux travées

Avec

M_0 : la valeur maximale du moment fléchissant dans les travées de référence (travée isostatique) à gauche et à droite de l'appui considéré.

Remarque

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) seulement le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égale à :
 - $0.15M_0$, tel que $M_0 = \max (M_0^1, M_0^n)$

✓ **Evaluation de 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.

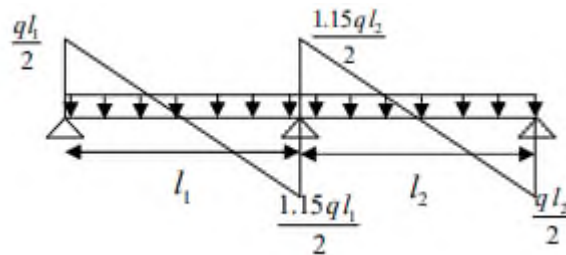


Figure 3.2.3. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à deux travées

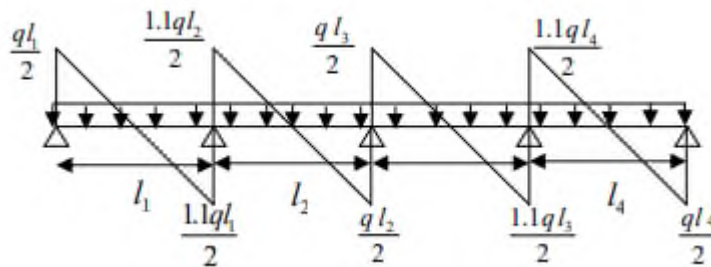


Figure 3.2.4. Diagramme des efforts tranchants pour une poutre à plus de deux travées

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

La méthode de Caquot est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Elle est basée sur la méthode des trois moments, que Caquot Simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

• **Exposée de la méthode**

Moment en appuis

Pour une charge répartie : $M_i = \frac{q_g \times l'_g{}^3 + q_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g{}^2 + l'_d{}^2)} \dots\dots\dots (1)$

Pour une charge concentrée : $M_i = \frac{k_g \times p_g \times l'_g{}^2 + k_d \times p_d \times l'_d{}^2}{8,5 \times (l'_g{}^2 + l'_d{}^2)} \dots\dots\dots (2)$

Tel que : l'_d et l'_g longueurs fictives. Et $l' = \begin{cases} l & \text{si la travée est de rive.} \\ 0,8l & \text{si la travée est intermédiaire.} \end{cases}$

q_d, q_g : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

Moment en travée

$$M_{(x)} = \frac{qx}{2}(1-x) + M_g(1 - \frac{x}{l}) + M_d(\frac{x}{l}) \dots \dots \dots (3)$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \rightarrow -q \times x + q \times \frac{l}{2} - \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} = 0$$

$$X = \frac{l}{2} \frac{M_g + M_d}{q_l} \rightarrow M_g \text{ et } M_d \text{ avec leur signes (-)}$$

$$M_{max} = M(x)$$

✓ **Evaluation des efforts tranchants**

$$\frac{dM}{dx} = q \times \frac{l}{2} - q \times x = \frac{M_g}{l} + \frac{M_d}{l} \dots \dots \dots (4)$$

Avec :

M_d : Moment en appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment en appui de gauche de la travée considérée.

l : Portée de la travée.

Remarque :

Si l'une des trois premières conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de **Caquot minorée**, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par : $G' = 2/3 G$.

Annexe II

Tableau II.2.28. Schéma de ferrailage des dalles DP2, DP3, DP4 et DP6

	Schéma de ferrailage
DP2	
DP3	
DP4	
DP6	