



République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique

Université Abderrahmane Mira-Bejaia

Faculté de Technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'étude

En vue d'obtention du diplôme de Master en Génie Civil

Option : Structures

Thème :

Etude d'un bâtiment (R+7+3 Entre sols) a usage d'habitation et commercial contreventé par un système mixte (voiles-portiques)

Réalisé par :

Mohdeb Elkheir

Bouzidi Belkacem

Examiné par :

Mr : OURABAH

Mme : BOUNOUNI

Encadré par :

Mr A. Si Salem

Année universitaire : 2020/2021

Remerciements

Ce jour marque la fin d'une longue période d'étude à l'université de Bejaia

Au terme de notre formation en générale et notre projet de fin d'étude

En particulier , nous tenons à remercier le Dieu miséricordieux qui nous a

Donné la force d'achever ce modeste travail.

Un grand merci à nos Familles qui nous ont toujours encouragés et soutenus

Durant toutes nos études.

Un merci à notre promoteur Mr : A. **Si Salem**

Nos plus vifs remerciements vont également à tous les enseignants du département
Génie Civil

Un grand merci à toutes personnes ayant contribuées à l'élaboration de ce Mémoire, de
prés ou de loin .

Belkacem & Elkheir

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont toujours été présent pour me soutenir , me conseiller ,
Sacrifient pour moi afin de me voir devenir ce que je suis devenu

A ma chère : **Maman**

Je le dédie aussi à :

A toute la famille **Mohdeb**

A mes très chers sœurs : **Nassima , khoukha , Sonia , hayat , lamia**

A mes chers frère : **yassine et sa femme ,sofian et sa femme ,yanis .**

A mes adorables nièces : **Sarah ,missou,nounou , Sissa, rania , nada houria , kenza ,
maissa , Anaisse**

A mes neveux : **Rabah, Moumen**

A mes chers amis : **khaled , halim**

A mon binôme **Simo .**

A toute la promotion 2020/2021

MOHDEB EL KHEIR

Dédicace

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

Je dédie ce modeste travail :

A mes très chers parents qui ont toujours été présent pour me soutenir , me conseiller ,
Sacrifient pour moi afin de me voir devenir ce que je suis devenu

Je le dédie aussi à :

A toute la famille **Bouzidi**

A mes très chers sœurs : **Kenza , Lilia , Nesrine , Zahra .**

A mon cher frère : **Badredine .**

A mes adorables nièces : **Melyna , Lea**

A mes chers amis : **Moka , Walid , Segdad , Adam , Younes**

A mon binôme **Bilal .** et à tous mes amis en particuliers **ToTo Aroua et FouFou Tighilte**

A toute la promotion 2020/2021

BOUZIDI BELKACEM

Table des matières

TABLE DES MATIERES

TABLE DES FIGURES

LISTES DES TABLEAUX

SYMBOLES ET NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE I : GENERALITES

1. Introduction.....	1
2. Présentation de l'ouvrage.....	1
3. Caractéristiques géométriques du projet.....	1
1.1. Caractéristique géotechnique du site.....	1
2.2. Elément structuraux ...	1
3.3. Caractéristique mécanique des matériaux ...	3
4. Béton.....	3
4.1. Résistances mécaniques du béton	3
5. Etats limites de calculs.....	3
5.1. Déformation longitudinale du béton.....	4
6. Caractéristiques des matériaux.....	5
6.1. L'acier.	5
6.1. Résistance caractéristique de l'acier.	5
7. Conclusion	6

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

Introduction.....	7
1. Pré dimensionnement des éléments secondaires	7
1.1. Planchers a corps creux.....	8
1.2. Pré dimensionnement des poutrelles.....	9
1.3. Plancher en dalles pleines	9
1.4. Escalier	10
1.4.1. Pré dimensionnement des escaliers	12
1.5. Etude de l'acrotère	13
2. Pré dimensionnement des éléments principaux.....	13
2.1. Voile	13
2.2. Poutre	14
a) Poutres XX.....	14
b) Poutres YY.....	14
c) Poutres inclinées.....	14

2.3. Les poteaux	19
3.Evaluation des charges.....	15
4.Descente de charges.....	19
4.1. Vérification pour le poteau (H4).....	23
5.Conclusion	27

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Introduction	28
1.Etude des Planchers a corps creux	28
1.1. Types de poutrelles.....	28
1.2. Méthodes de calcul.....	29
1.3. Calcul des sollicitations dans les poutrelles.....	29
1.4. Ferrailage des poutrelles	35
2. Etude de la dalle de compression.....	45
3. Etude des planchers dalle pleines	46
3.1. Dalle pleine sur 3 appuis D1	46
3.2. Dalle pleine sur 4 appuis D3.....	49
3.3.Dalle pleine sur 3 appuis D2.....	52
4. Etude de l'acrotère.....	54
5. Etude des poutres de chainages	59
6.Etude des escaliers	61
6.1.Escalier....	61
6.2.Poutre inclinée	72
7. Conclusion.....	75

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

Introduction	76
1. Calcul de la force sismique V_{st}	76
2.Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale.....	78
3. Résultats Obtenue	79
3.1. Disposition des voiles de contreventement	79
3.2. Mode de vibration et taux de participation des masses.....	79
3.2.1. Analyse des résultats	80
3.2.2. Les modes de vibrations	80
3.3.Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003.....	82
3.3.1. Justification de l'interaction voiles-portiques	82
3.3.2. Vérification de l'effort normal réduit	83

3.3.3. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	83
3.3.4. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux	83
3.3.5. Justification vis-à-vis l'effet P-Delta.....	85
4.Conclusion	86

CHAPITRE V : ETUDE DES ELEMENTS PRINCIPAUX

1.Introduction.....	87
2.Etude des poteaux.....	87
2.1. Recommandations.....	87
2.2. Sollicitation et ferrailage des poteaux.....	89
2.3. Ferrailage des poteaux	89
2.3.1. Armatures longitudinale	90
2.3.2. Armatures transversales.....	91
2.3.3.Résultats du calcul des armatures transversales	91
2.4. vérifications	92
2.5. Dispositions constructives	95
2.6. Schéma de ferrailage des poteaux.....	96
3. Etude des poutres.....	97
3.1. Recommandations du RPA99.....	97
3.2. Sollicitations de calcul	98
3.3. Ferrailage des poutres	98
3.4. Vérifications des zones nodales.....	103
3.4.1.Détermination du moment résistant dans les poteaux	104
3.4.2. Vérification	104
4.Etude des voiles	106
4.1. Recommandation du RPA99	106
4.2. Ferrailages des voiles.....	107
5.Conclusion	112

CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

1.Introduction.....	113
2. Etude des fondations	113
2.1. Les différent type de fondation	113
2.2. Choix du type de fondations	113
2.3. Capacité portante du sol d'assise.....	113

2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles	114
2.4.1. Semelles isolées	114
2.4.2. Vérification des semelles filantes	114
2.4.3. Radier général nervuré	115
3. Ferrailage du radier.....	117
4. Ferrailage des nervures	120
5. Voiles périphériques	125
5.1. Schéma statique d'un voile périphérique.....	128
6. Conclusion	129

CONCLUSION GENERALE

Table des figures

CHAPITRE I

Figure. I.1 Diagramme des contraintes du béton	03
Figure. I.2. Diagramme contrainte limite du béton	04
Figure. I.3. Diagramme contraintes déformations de l'acier	05

CHAPITRE II

Figure II.1. Schéma de la disposition des poutrelles de notre plancher	8
Figure II 2. Dalle a corps creux	9
Figure II.3. Schéma statique de l'escalier type1	11
Figure II.4. la coupe verticale d'escalier type 1	11
Figure II.5. Schéma statique de l'escalier type 2	11
Figure II.6. Vue en plan d'un voile	13
Figure II.7. Surface revenant au poteau H4.....	20

CHAPITRE III

Figure . III.1. Schéma statique de la poutrelle T2	30
Figure . III.2. Schéma statique de la poutrelle T8	32
Figure III.3. Schéma de ferrailage de la dalle de compression	46
Figure III.4. Dalle sur 3 appuis (balcon).....	46
Figure III.5. Section de la dalle pleine à ferrailer	47
Figure III.6. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon étage courant).	49
Figure III.7. Dalle sur 4 appuis	49
Figure III.8. Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis	52
Figure III.9. Dalle sur 3 appuis.....	52
Figure III.10. Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis	53
Figure III.11. Coupe transversale de l'acrotère.....	55
Figure III.12. Schéma des sollicitations dans l'acrotère	55
Figure III.13. Schéma statique de l'acrotère	56
Figure III.14. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	58
Figure III.15. Ferrailage de la poutre de chaînage	61
Figure III.16. Schéma d'une volée 1 d'étage courant.....	61
Figure III.17. Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 étage courant (volée).....	64
Figure III.18. Schéma de ferrailage de palier de repent étages courants.....	66
Figure III.19. Schéma de ferrailage de la poutre palière	70
Figure III.20 Vue en plan de l'escalier balancé (type2)	70
Figure III.21. Section d'escalier à ferrailer (type 2)	71

Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'escalier (type 2).....	72
Figure III.23. Schéma statique de la poutre inclinée	73
Figure III 24. Schéma de ferrailage de la Poutre inclinée	74
CHAPITRE IV	
Figure IV.1. Vue en 3D de la modélisation de la structure.....	76
Figure IV.2. Plans de disposition des voiles	79
Figure IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe (X-X).....	80
Figure IV.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe (Y-Y)	81
Figure IV.5. Mode 3 de rotation (suivant l'axe Z-Z)	81
CHAPITRE V	
Figure V.1. Section d'un poteau.....	93
Figure V.2. . Les moments dans la zone nodale	104
Figure V.3. Exemple de dispositions constructives de la poutre Y-Y.....	105
Figure V.4. Schéma de ferrailage des poutres Y-Y Entre sol(1,2,3).....	105
Figure V.5. Disposition des armatures verticales	106
Figure V.6. Schéma d'un voile pleine	107
Figure V.7. Schéma de ferrailage du voile $V_{x2} = 1,5m$	111
CHAPITRE VI	
Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.....	114
Figure VI.2. Dimension du radier	115
Figure VI.3. Zone de contact poteau- radier	116
Figure VI.4. Dalle sur quatre appuis	117
Figure VI.5. Schéma de ferrailage de radier	120
Figure VI.6. Schéma de rupture des dalles de radier.....	121
Figure VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x	121
Figure VI.8. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.	122
Figure VI.9. Section à ferrailer.....	123
Figure VI.10. Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens	125
Figure VI.11. Schéma du mur périphérique.....	126
Figure VI. 12. Diagramme des contraintes	126
Figure VI.13. Schéma de ferrailage de voile périphérique.....	128

Liste des Tableaux

CHAPITRE I

Tableau I.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.....	06
--	----

CHAPITRE II

Tableau II 1. Caractéristique des escaliers de la structure.....	13
Tableau II 2. Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.....	15
Tableau II.3 Evaluation des charges du plancher entre sol(1,2)+RDC.....	15
Tableau II.4. Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant.....	16
Tableau II.5. Evaluation des charges des murs extérieurs.....	16
Tableau II.6. Evaluation des charges dans les balcons.....	17
Tableau II.7. Evaluation des charges des paliers DP.....	17
Tableau II.8. Evaluation des charges des volées.....	18
Tableau II.9. Evaluation des charges de dalle pleine étage courant.....	18
Tableau II.10. Evaluation des charges de l'acrotère.....	19
Tableau II.11. Décence des charges sur le poteaux le pus solliciter H4.....	21
Tableau II.12. Vérification des poteaux a la compression simple.....	24
Tableau II.13. Vérification au flambement des poteaux.....	26
Tableau II.14. Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux.....	26
Tableau II.15. Section adopté pour les poutre et les poteaux.....	27

CHAPITRE III

Tableau III.1. Types des poutrelle.....	28
Tableau III.2. Chargements sur les poutrelles.....	29
Tableau III.3. Sollicitations maximales des différents types de poutrelles.....	33
Tableau III.4. Les Sollicitations maximales.....	34
Tableau III.5. La flèche.....	42
Tableau III.6. Ferrailage des différents types de poutrelles.....	42
Tableau III.7. Vérification au cisaillement.....	43
Tableau III.8. Vérification des états limites de compression du béton.....	43
Tableau III.9. Vérification des états limites de déformation.....	44
Tableau III.10. Les schémas de ferrailage des poutrelles.....	45
Tableau III 11. Ferrailage de dalles sur 3 appuis.....	47
Tableau III.12. Vérification des états limites de compression du béton.....	48
Tableau III.13. Vérification des états limite d'ouverture des fissures.....	48
Tableau III.14. Ferrailage de dalle sur 4 appuis.....	50
Tableau III.15. Vérification des états limites de compression du béton.....	50
Tableau III.16. Vérification des états limite d'ouverture des fissures.....	51

Tableau III.17. Vérification de la flèche a L'ELS	51
Tableau III.18. Vérification des états limites de compression du béton	53
Tableau III.19. Vérification des états limite d'ouverture des fissures.....	53
Tableau III.20. Combinaisons d'actions de l'acrotère.....	55
Tableau III.21. Ferrailages longitudinaux de la poutre de chaînage.	59
Tableau III.22 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.	60
Tableau III.23. Résultats des ferrailages des volées 1-3 des l'étages courants.....	63
Tableau III.24. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	63
Tableau III.25 Résultats des ferrailages palier de l'étages courants	65
Tableau III.26. Résumé des résultats de ferrailage poutre palière	68
Tableau III.27. Vérification de l'état limite de compression du béton pour la poutre palière	69
Tableau III.28. Résumé des résultats de ferrailage d'escalier balancé	71
Tableau III.29 Vérification de l'état limite de compression du béton.....	72
Tableau III.30. Ferrailage de la poutre inclinée	73

CHAPITRE IV

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités	78
Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure	80
Tableau IV.3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.....	82
Tableau IV.4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles	82
Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.....	83
Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.....	83
Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs selon X-X	84
Tableau IV.8. Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y	84
Tableau IV.9. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens X-X.....	85
Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y	86

CHAPITRE V

Tableau V.1. Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux	88
Tableau V.2. Les sollicitations dans les poteaux	89
Tableau V.3. Armature longitudinale dans les poteaux	90
Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux	91
Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	93
Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.....	94
Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.....	95
Tableau V.8. Ferrailage des sections des poteaux.....	96
Tableau V.9. Armature les longitudinales min et max dans les poutres	98
Tableau V.10. Les sollicitations les plus défavorables.....	98
Tableau V.11. Armatures longitudinales dans les poutres.....	99
Tableau V.12. Vérification de l'effort tranchant.....	101

Tableau V.13. Vérification au cisaillement	101
Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.....	102
Tableau V.15. La flèche de la poutre X-X.....	103
Tableau V.16. la flèche de la poutre Y-Y	103
Tableau V.17. Moment résistant dans les poteaux	104
Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres.....	104
Tableau V.19. Vérification de la zone nodale.....	105
Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y4}=2,6\text{m}$	108
Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2}=1,5\text{ m}$	108
Tableau V.22. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4}=2,45\text{ m}$	108
Tableau V.23. Ferrailage du voile $V_{y4}=2,6\text{ m}$	109
Tableau V.24. Ferrailage du voile $V_{x2}=1,5\text{m}$	110
Tableau V.25. Ferrailage du voile $V_{x4}=2,45\text{ m}$	111

CHAPITRE VI

Tableau VI.1. Ferrailage du radier	119
Tableau 6.2. Vérifications des contraintes du béton et l'acier	119
Tableau 6.3. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS	119
Tableau 6.4. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.....	122
Tableau 6.5. Sollicitations à l'ELS	122
Tableau 6.6. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.	123
Tableau 6.7. Sollicitations à l'ELS	123
Tableau 6.8. Résumé des résultats du ferrailage des nervures.....	124
Tableau 6.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes)	124
Tableau 6.10. Ferrailage du voile périphérique	127
Tableau 6.11. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique	128

Symboles et notions

A', Aser : Section d'aciers comprimés et section d'aciers à l'ELS respectivement	C_T : Coefficient fonction du système de contreventement et du type de remplissage
: Section d'un cours d'armature transversal.	f_{gi} : La flèche correspondant à g.
A : Coefficient d'accélération de zone	f_{qi} : La flèche correspondant à q.
a : Epaisseur.	f_{gv} : La flèche correspondant à v.
α : Coefficient de la fibre neutre	f_{ji} : La flèche correspondant à j
B : Aire d'une section de béton.	Δ : La flèche admissible.
Br : Section réduite.	F : Coefficient de sécurité = 1.5
B, b : la largeur (m).	Δf_t : La flèche totale
D : Facteur d'amplification dynamique moyen.	H : Hauteur, la hauteur d'ancrage d'une fondation (m).
C_u : La cohésion du sol (KN/m ²).	h_t : Hauteur totale du plancher
D : Diamètre, dalle	h_o : Epaisseur de la dalle de compression.
ELS : Etat limite de service.	h_e : Hauteur libre d'étage.
ELU : Etat limite ultime.	I : Moment d'inertie (m ⁴).
G : Action permanente.	I_{ji} : Moment d'inertie correspondant à j.
E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.	I_{gi} : Moment d'inertie correspondant à g.
: Module d'élasticité instantanée.	I_{qi} : Moment d'inertie correspondant à q.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.	I_{gv} : Moment d'inertie correspondant à v.
E_d, E_c : Sont les modules de déformation.	Q : Charge variable
ev : Epaisseur du voile.	Q : Facteur de qualité.
F : Force ou action générale.	q_s : Charge de service. .
F_{t28} : Résistance caractéristique à la traction donnée en (MPa).	L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs (m).
f : Flèche.	L : Longueur ou portée.
N_u : Effort normal ultime	L_x = distance entre nus de poutrelles
n : est le nombre de marches sur la volée,	L_y = distance entre axes d'appuis des poutrelles

Coefficient d'équivalence	principales.
G : Poids total transmis par la superstructure (KN). N : Effort normale du aux charges verticales	l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.
T : Effort tranchant.	M : Moment en général
P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).	M_a : Moment sur appui.
S : Section, surface	M_u : Moment de calcul ultime
S : Surface du radier (m ²).	M_{ser} : Moment de calcul de service
St : Espacement des armatures.	M_t : Moment en travée
f_{bu} : Contrainte de compression du béton à l'E.L.U.R	M₀ : Moment isostatique
P_g et p_a : Charges uniformes à gauche et à droite respectivement	M_g et M_d : Moment à gauche et à droite pris avec leurs signes.
V : Effort tranchant.	M_i : Moment à l'appui i
X, Y et Z : Coordonnées en général.	M_j : Moment correspondant à j.
Y : Ordonnée de la fibre neutre.	M_g : Moment correspondant à g.
Z : Coordonnée, bras de levier	M_q : Moment correspondant à q.
Z : profondeur au-dessous de la fondation (m).	N : Effort normal de service.
T₂ : Période caractéristique, associé à la catégorie du site.	b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure
W : poids propre de la structure.	d : Hauteur utile
W_{Qi} : Charges d'exploitation.	e : Excentricité, épaisseur
σ_b : Contrainte de compression du béton	f_e : Limite d'élasticité.
h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.	f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression à « j » jours exprimée en (MPa).
σ_{adm} : Contrainte admissible au niveau de la fondation (bars).	f_{tj} Résistance caractéristique à la traction à « j » jours exprimée en (MPa)
W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles d'équipement fixes éventuels.	h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.
σ_b : Contrainte de compression du béton.	σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

ν : Coefficient de poisson	σ : Contrainte normale.
σ_j : Contrainte correspondant à j.	σ_q : Contrainte correspondant à q.
σ_g : Contrainte correspondant à g.	q : chargement KN/ml..
φ : Angle de frottement interne du sol (degrés).	λ_v : Coefficient différé
σ_b : Contrainte de compression du béton	τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).
λ_i : Coefficient instantané	η : Facteur d'amortissement.
τ_{ultim} : Valeur de cisaillement limite donné par le BAEL (MPa).	β : Coefficient de pondération en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation
μ_l : Moment réduit limite.	μ_u : Moment ultime réduit
ρ : Poids volumique de l'eau (t/ m ³).	γ_b Coefficient de sécurité.
γ_s : Coefficient de sécurité.	q_u : Charge ultime
h_t : Hauteur total du radier (m).	R : coefficient de comportement global.

Notations :

La signification des notations est la suivante :

E : Séisme

G : Charges permanentes

Q : Action variables quelconque.

S : Action dues à la neige.

W : Action dues au vent.

A_s : Aire d'un acier.

B : Aire d'une section de béton.

E : Module d'élasticité longitudinal.

E_b : Module de déformation longitudinale du béton.

E_i : Module de déformation instantanée.

E_n : Module de déformation sous fluage.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

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

F : Force ou action en général.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_g : Moment fléchissant développé par les charges permanente.

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

N : force de compression en général.

a : Une dimension (en générale longitudinal).

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

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

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

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

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

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

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

g : Densité des charges permanentes.

h_0 : Epaisseur d'une membrure de béton.

h : Hauteur totale d'une section.

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

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

n : Coefficient d'équivalence acier-béton ;

p : Action unitaire de la pesanteur.

q : Charge variable.

S_t : Espacement des armatures transversales.

x : Coordonnée en général, abscisse en particulier.

σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.

D : profondeur d'encastrement de la fondation

q_u : contrainte de rupture

q_a : Contrainte admissible du sol

Q_{pu} : charge limite de pointe

Q_{su} : charge limite de frottement latérale

C : *cohésion du sol.*

γ : poids volumique



**INTRODUCTION
GENERALE**

Le domaine de construction est assez vaste, il a connu de diverses innovations durant son histoire, il nécessite en plus des capacités technique et matériels, un effort important de planification. Que l'usage d'un bâtiment résidentiel, commercial, industriel ou institutionnel. Sa construction fait appel à de nombreuses techniques, règles et matériaux qui évoluent vite.

Il faut reconnaître qu'il aura fallu s'adapter aux évolutions, mais aussi aux nouvelles techniques qui permettent une fiabilité maximale de la structure vis-à-vis des phénomènes naturels tels que les séismes.

L'Algérie est parmi les payés qui est soumise à de grande activités et risques sismiques. Les récents tremblements de terre qui ont secoué l'Algérie (partie nord) au cours de ces trois dernières décennies, ont causé d'énormes pertes humaines et des dégâts matériels importants.

Pour réduire ce risque et se protéger des conséquences d'un séisme, il est nécessaire de bien comprendre le phénomène des tremblements de terre qui est à l'origine de mouvements forts de sol. Les ingénieurs en génie civil veulent à répondre aux exigences de la société, tout en assurant la protection de l'environnement et la sécurité des citoyens, ils sont donc appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, esthétiques et la viabilité de l'ouvrage.

Les expériences vécus durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérienne publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement consiste donc à trouver des techniques permettant aux structures de résister à toutes les secousses intensités inférieurs ou égales à l'intensité nominale fixée par la loi. Il assure un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement approprié.

Dans le but de récapituler l'essentiel de ce que nous avons acquis durant notre formation, d'approfondir nos connaissances dans le domaine de calcul des structures et s'initier au canevas de calcul, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment R+7+3 entres sol à usage commerciales et habitation. Sis à SIDI AHMED

Pour ce faire, nous allons répartir le travail en six chapitres à savoir :

- Le premier chapitre consiste en la présentation du bâtiment, la définition des différents éléments et le choix des matériaux à utiliser.
- Le deuxième chapitre consacré au pr édimensionnement des éléments structuraux.
- Le troisième chapitre traite le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre comporte l'étude sismique de la structure.
- Le cinquième chapitre comporte le calcul des éléments principaux.
- Le sixième et dernier chapitre comporte l'études de L'infrastructure.

CHAPITRE I

Généralités

I.1.Introduction

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

Nous consacrons donc ce chapitre pour donner quelques rappels et descriptions du projet à étudier.

I.2. Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage qui fait l'objet de notre études est un bâtiment (RDC+7) +(3 entre sols) ,Le bâtiment est considéré comme un ouvrage d'importance moyenne (Groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m, le terrain est situé à SIDI AHMED commune de BEJAIA wilaya de BEJAIA.

D'après le RPA 99 version 2003, Bejaïa est une zone de moyenne sismicité (IIa). La structure de l'ouvrage est mixte en portique et voile.

Le bâtiment est composé de :

- Les 3 Entre-sols sont à usage commercial.
- RDC à usage commercial et habitation.
- 7 étages courants à usage d'habitation.

I 3. Caractéristique géométrique du projet :

I .3.1 Caractéristique géométrique du site :

- Longueur du bâtiment : $L = 28,65$ m.
- Largeur du bâtiment : $l = 17,40$ m..
- Hauteur de RDC : $H = 3,06$ m.
- Hauteur des étages courant : $H = 3,06$ m.
- Hauteur du bâtiment (sans acrotère) : $H = 34,68$ m.
- Hauteur du bâtiment : $H = 35,28$ m
- Hauteur de chaque entre sol : $H = 3,40$ m.

I.3.1. Eléments structuraux

➤ Ossature de l'ouvrage

La structure de notre bâtiment est contreventée par un système mixte (voile portique) longitudinaux et transversaux formées de poteaux et poutre et voiles.

➤ Plancher

Les planchers sont de type corps creux, est une dalle de compression, les entrevous s'appuient sur les poutrelles on nervure qui elle-même reposent sur des poutres, la dalle de compression et les nervures sont coulées sur place.

➤ *Escalier :*

Sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre.

➤ *Maçonnerie :* On distingue :

- Mur extérieur : seront réalisés en doubles cloisons en brique creuses de 30 cm séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Mur intérieur : seront construits en une seule paroi de brique de 10 cm

➤ *Revêtement*

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers.
- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds.
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

➤ *Gaine d'ascenseur*

Vu la hauteur importante de ce bâtiment, la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages.

➤ *Balcon et séchoirs*

Les balcons et les séchoirs sont réalisés en dalle pleine et en corps creux.

➤ *L'infrastructure :* Elle assure les fonctions suivantes :

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

-Règlement et normes utilisés

- RPA 99/ version 2003 (Règlement parasismique algérien).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitations).
- DTR BC 2.3.3.1 (pour les fondations superficielles).
- BAEL91/version 99.

Combinaisons d'actions :

Les combinaisons de calcul à considérer pour la détermination des sollicitations déformations sont :

Avec : - G : charge permanente - Q : charge d'exploitation - E : l'action du séisme.

Situation durables : { ELU : 1.35G+1.5Q
ELS : G + Q

Situation accidentelles :

{ G + Q ± E
G + Q ± 1.2E (pour les poteaux auto-stables seulement).
0.8G ± E

I.3.3. Caractéristiques mécaniques des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé CBA93, le règlement du béton armé aux états limites à savoir le BAEL 91, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA.

I.4. Béton

Le béton est un matériau constitué par mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau, il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment, la quantité d'eau de gâchage et l'âge du béton.

I.4.1. Résistances mécaniques du béton

- Résistance à la compression (A. 2.1, 12 BAEL91)

$$(f_{c28} = 25\text{MPa})$$

- Résistance à la traction

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

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} ; f_{tj} = 0.275 f_{c28} \quad ; \text{ si } f_{c28} > 60 \text{ MPa}$$

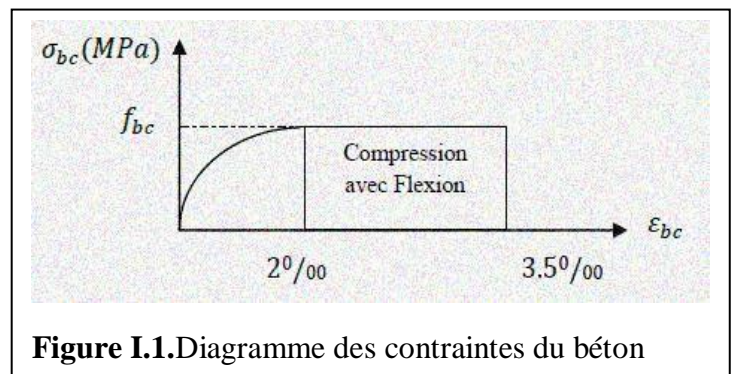
Pour j = 28 jours et
 $f_{c28} = 25\text{MPa} ; f_{t28} = 2,1\text{MP}$.

I.5. Etats limites de calculs : (béton)

- a) État limite ultime (ELU):

- Contrainte ultime de compression:

Pour le calcul à l'ELU on adopte le diagramme parabole- rectangle suivant :



$$f_{bc} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

- 14,20MPa situations durable.
- 18,48 MPa situations accidentelles.

b) État limite de service (ELS) :

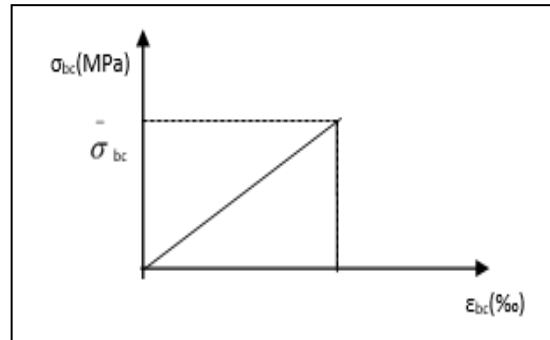


Figure I.2. Diagramme des contraintes limite du béton

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par :

Avec :

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MP.}$$

I.5.1. -Déformation longitudinal du béton

On distingue deux modules de déformation longitudinale du béton ; le module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj}

➤ **Le module de déformation longitudinal et instantané**

Sous les contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h. On a admis à défaut de mesures, qu'à l'âge «j» jours le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est égal à : ($f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa}$) d'où : $E_{i28} = 32164 \text{ MPa}$; $E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{ij}}$.

➤ **Le module de déformation longitudinale différé:**

Sous des chargements de longue durée (cas courant), le module de déformation Longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton (qui prend en compte les déformations de fluage du béton) est donné par la formule :

$$\begin{cases} E_{vi} = (1/3) E_{ij} \\ E_{ij} = 11000 (f_{c28})^{1/3}. \end{cases}$$

Pour les vérifications courantes : $j > 28$ jours on a :

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on a :

$$\begin{cases} E_{v28} = 10721,40 \text{ MPa} \\ E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa} \end{cases}$$

➤ **Module déformation transversale:**

(module du glissement) : $G = \frac{E}{2(\nu+1)}$.

$$G = \begin{cases} 160000 \text{ MPa} & \text{à L'ÉLU } (\nu=0) \\ 133333 \text{ MPa} & \text{à L'ÉLS } (\nu=0.2) \end{cases}$$

I.6. Caractéristiques des matériaux :

I.6.1.L'acier

Définition : Le matériau acier est un alliage fer et carbone en faible pourcentage, l'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; sa bonne adhérence en béton, en constitue un matériau homogène.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

I.6.2. Résistance caractéristique de l'acier:

On définit la résistance caractéristique de l'acier comme étant sa limite d'élasticité : f_e

Dans notre cas on utilise des aciers de type FeE400 pour les HA et FeE500 pour les treilles soudées.

-Contrainte limite :

a) État limite ultime

Pour le calcul on utilise le diagramme contrainte-déformation suivant :

b) -État limite de service

Nous avons pour cet état :

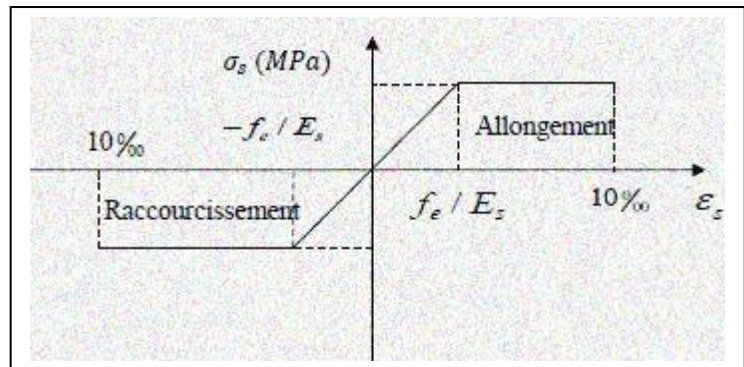


Figure.I.3. Diagramme Contrainte déformation de l'acier

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification à faire.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \underline{\sigma}_{st} = \min (2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 201.63 \text{ MPa}$.
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \sigma_{bc} = \min (1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{ij}}) = 164.97 \text{ MPa}$

I.7. Conclusion

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

Tab I.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés.

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)	
Béton	- Résistance caractéristique(f_{c28})	25	
	- Contrainte limite à l'ELU :	situation courante	14.2
		Situation accidentelle	18.45
	- Contraintelimité à l'ELS (σ_{bc})	ELU	14.2
		ELS	15
	- Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}		32164.09
- Module de déformation longitudinale différée E_{vj}		10721.39	
Acier	- Limite d'élasticité f_e	400	
	- Moduled'élasticité	2×10^5	
	- Contrainte limite à l'ELU :	situation accidentelle	400
		situation courante	348
	- Contrainte à l'ELS:FN	FTN	/
- Contrainte à l'ELS:FTN	FTN	201.63	
		176	

CHAPITRE II

Pré dimensionnement des éléments

Introduction

Après avoir déterminé les différentes caractéristiques de l'ouvrage, ainsi que les matériaux le constituant, nous passons au pré dimensionnement de la structure.

La transmission des charges se fait comme suit :

Chargement → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondation → sol.

Pour cela nous évaluons une descente des charges et surcharges afin de déterminer ce qui revient à chaque élément porteur, de tous les niveaux et ce jusqu'à la fondation

L'objectif du Pré dimensionnement est de déterminer les sections des différents éléments de la structure afin qu'ils puissent reprendre les différentes actions et sollicitations auxquelles ils sont soumis. Le Pré dimensionnement est réalisé conformément aux règlements dictés par le RPA 99 version 2003, le BAEL 91, le CBA 93 et D.T.R.B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations.

Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase de dimensionnement.

II.1 Pré dimensionnement des éléments secondaires :

a) Plancher

Le plancher est un élément qui sépare entre deux niveaux, et qui transmet les charges et les

surcharge qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions

de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

-Pour notre bâtiment, on utilise deux types de planchers:

- Plancher à corps creux en partie courante;
- Plancher à dalle pleine.

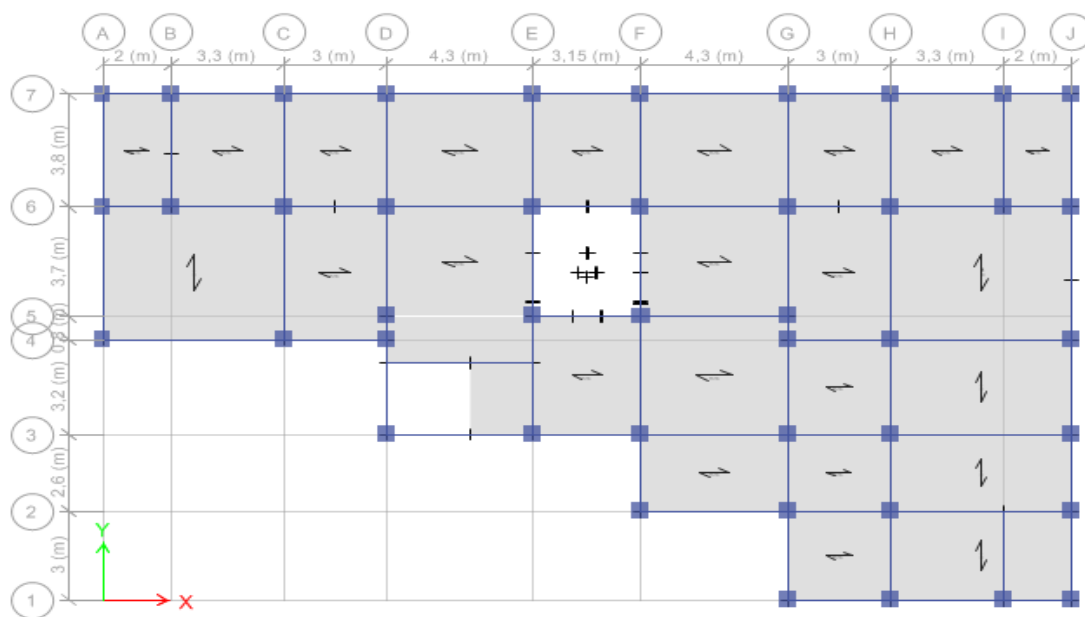


figure II.1 Schéma de la disposition des poutrelles de notre plancher.

Remarque : Dans notre cas, on a trois schémas différent : plan de RDC et Plan d'étages courants (du 1^{er} au 7^{ème} étages) et celui de la terrasse inaccessible dont Les autres figure sont illustrées dans l'annexe.

On opte pour des dalles pleines dans les cas suivants :

- Les balcons
- Les travées sortantes car de notre terrasse ils n'ont pas une longueur importante (80cm et 140cm)
- A côté de l'ascenseur : entre la poutre de noyée
- Au niveau du RDC : Accès mécanique ascenseur.

II 1.1 Les planchers à corps creux

Le pré dimensionnement des planchers se fait par la satisfaction de la condition suivante :

- $h_t = h + h_0$: hauteur totale du plancher.
- h_0 : hauteur de la dalle de compression.
- h : hauteur de l'hourdis (corps creux).
- L_{max} : distance maximale entre nus de deux poutres (selon le sens de disposition des poutrelles) .

$$h_t \max \geq \frac{L_{max}}{22,5} = \frac{(450+55)-60}{22,5} = 19,77 \dots\dots\dots \text{ (Art B. 6.8.4.2 CBA 93)}$$

$h_t = 20 \text{ cm}$. Donc on adoptera pour des planchers à corps creux de 20 cm (16+4) cm, qui sera valable pour tous les planchers de la construction (on la adopter pour sa disposition dans le marcher) .

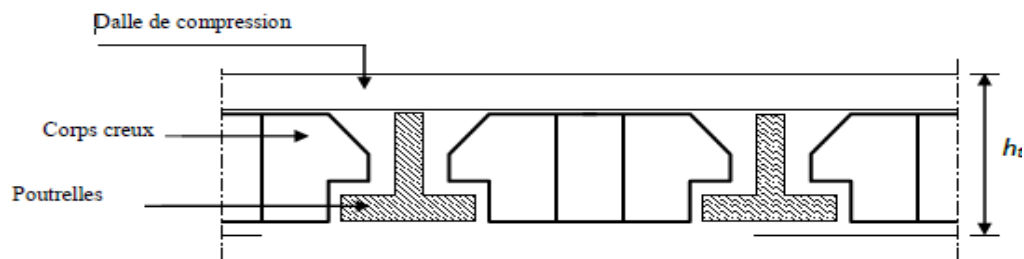


Figure II.2 Dalle à corps creux.

Hauteur du corps creux : $h=16$ cm.

Hauteur de la dalle de compression : $h_0= 4$ cm.

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- La plus petite portée.
- Critère de continuité. Est c'est le critère qu'on a utilisé.

II.1.2 Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des petites poutres préfabriquées ou coulées sur place en béton armé ou précontraint formant l'ossature d'un plancher, elles calculent comme des sections en T.

h : Hauteur totale de la poutrelle (hauteur du plancher)

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

b_0 : Largeur de la nervure, choisie forfaitairement.

b : Largeur efficace

L_x : Distance entre nus des poutrelles.

L_y : Travée min dans les poutrelles.

• $b_0 = (0.4 ; 0.8) \times h_t = (8 ; 16)$ cm

$b_0 = 10$ cm . $h_0 = 4$ cm. $h_t = 20$ cm

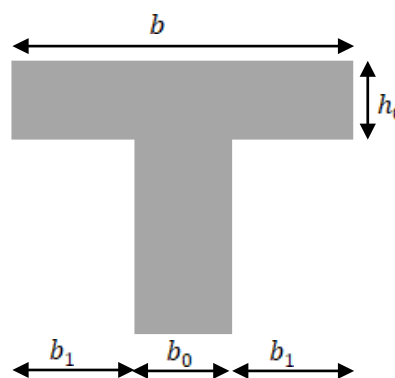
$$\frac{b - b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2} ; \frac{L_y^{min}}{10}\right) \dots\dots (\text{CBA93.Art 4.1.3})$$

Dans notre cas, on a ce qui suit :

$h = 16$ cm ; $h_0 = 4$ cm ; $b_0 = 10$ cm ; $b_1=27,5$ cm.

$L_x = 65 - 10 = 55$. $L_{ymin} = 300 - 30 = 270$ cm pour tous les niveaux

$\frac{b-10}{2} \leq \text{Min}(27,5 \text{ cm} ; 28 \text{ cm})$ Ce qui donne **$b = 65$ cm.**



II.1.3 Dalles pleines

La dalle pleine est un élément horizontal porteur en béton armé continu sans nervures coulé sur place. Elle repose avec ou sans continuité sur 1, 2,3ou 4 appuis constitués par des poutres.

Dans notre bâtiment, nous disposons (3) panneaux de dalles pleines (les plus défavorables). Elles doivent satisfaire les critères suivants :

Critère de résistance :

Les conditions qui doivent vérifier selon le nombre des appuis sont les suivantes :

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

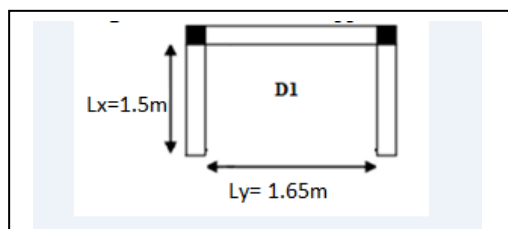
- Pour les dalles avec $\rho \leq 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$
- Pour une dalle sur 3 appuis ou 4 appuis avec $\rho > 0,4 \Rightarrow \frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$
- Critère de résistance au feu :
 - e \geq 7cm pour une heure de coupe – feu.
 - e \geq 11cm..... pour deux heures de coupe – feu.
 - e \geq 14cm pour quatre heures de coupe – feu.

Critère d’isolation phonique :

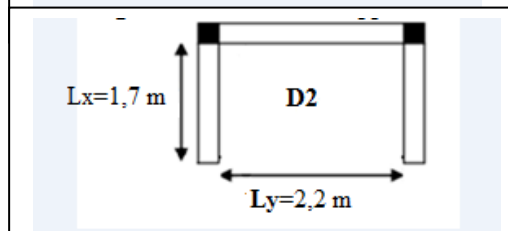
Selon les règles techniques du CBA 93, l’épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 11cm pour obtenir une bonne isolation acoustique et si on a une dalle a l’intérieure de la structure. On prend : **e = 14cm.**

• Pour notre cas on a deux types de dalle pleine (2 dalles sur 3 appuis et 1 dalles sur 4 appuis, toute les dalles sont en forme rectangle) :

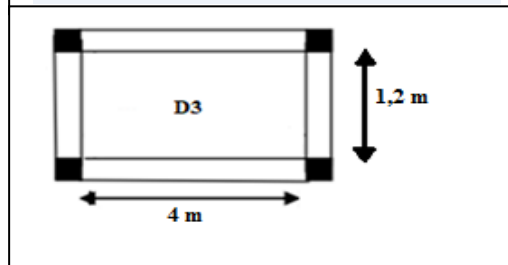
• **D1** sur 3 appuis:
 $L_x = 1.5 \text{ m}, L_y = 1.65 \text{ m. } \rho=0.909$ (sur 2 sens, 3appuis)
 E=12cm



• **D2** sur 3 appuis :
 $L_x = 1,7 \text{ m}, L_y = 2,2 \text{ m. } \rho=0,772$ (sur 2 appuis et 2 sens)
 e=14cm



• **D3** sur 4 appuis :
 $L_x = 1,2 \text{ m}, L_y = 4 \text{ m. } \rho=0,3$
 (sur 1 seul sens, 4 appuis) ,e=14cm



- La condition du coupe-feu : $e \geq 11\text{cm}$
- La dalle est à l’intérieure de la structure $e \geq 14\text{cm}$

•Donc On prend : **e = 14 cm** Pour tous les dalles pleines de la structure.

II.1.4 Escaliers

• **Les différents éléments constituant un escalier sont :**

Dans notre projet on a deux types d’escaliers :

- type 1 : escalier avec deux volée et une table de repos , escalier de RDC et les étages courent
- type 2 : escalier balancé , escalier qui reliev les trois entre sol

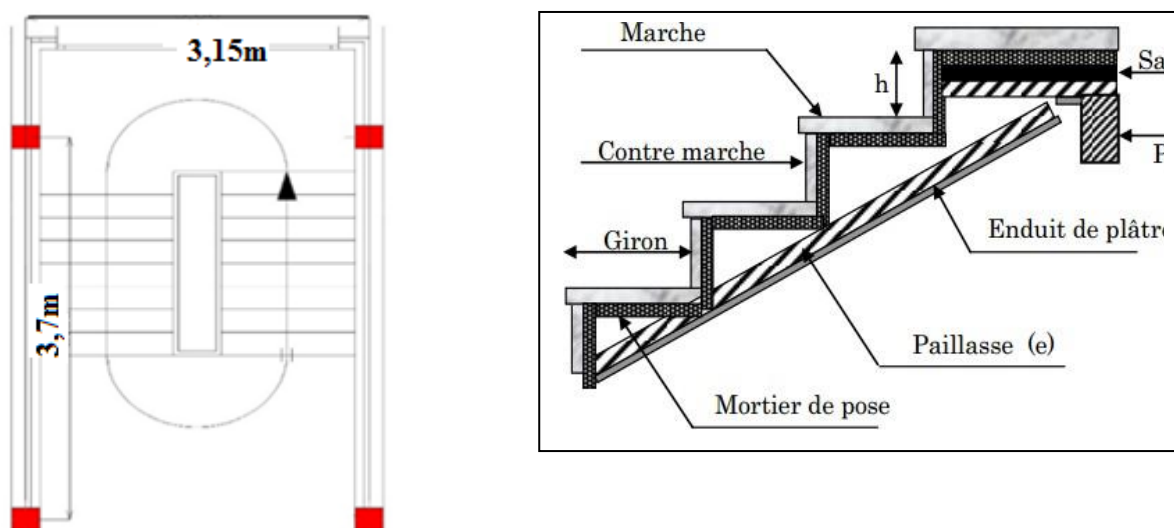


Figure II.3 Schémas statiques des escaliers type 1

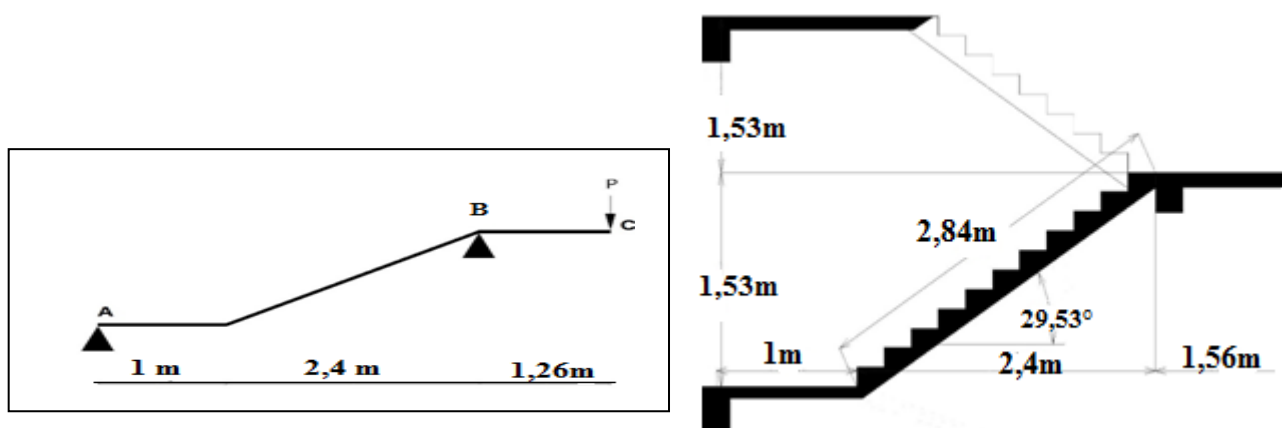


Figure II.4 : la coupe verticale d'escalier type 1 :

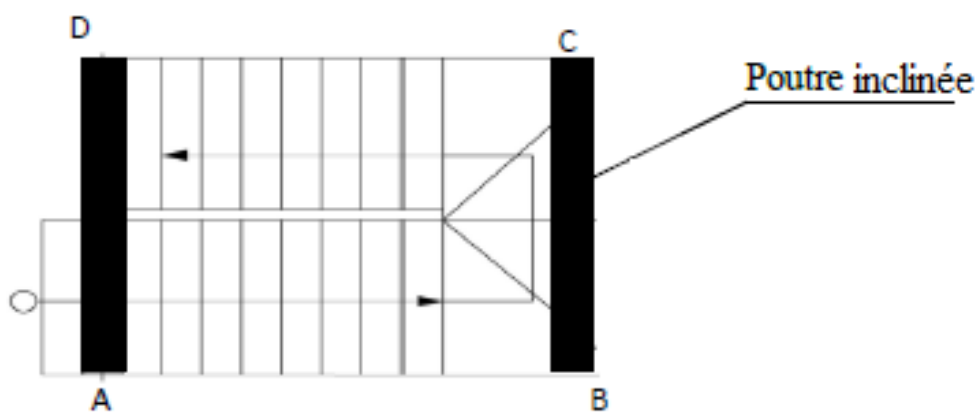


Figure II.5 Schémas statiques des escaliers type 2

II.1.4.1 Pré dimensionnement des escaliers

On donne un exemple de calcul (1^{er} type) et les valeurs d'autres types seront mentionner dans le tableau II.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marche « g et h » on utilise la relation de BLONDEL : $59 \text{ cm} \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$.

$$\text{Or : } g = \frac{L_0}{n-1} \text{ et } h = \frac{H}{n}$$

n-1 : nombre de marche. n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L₀: longueur totale d'escalier. g : giron.

h : hauteur de la contre marche

-Calcul du nombre de marche (n) et de contres marches (n-1)

$$H=1,53 \text{ m}, L_0= 2,40 \text{ m}, \alpha = 29,53^\circ$$

$$64 n^2 - (64 + 2H + L_0) n + 2H = 0 \rightarrow 64 n^2 - 610 n + 306 = 0$$

Après la résolution, on trouve (nombre de contre marche) : n=9

Ce qui donne le nombre de marche n-1 = 8

-Calcul du giron(g) et la hauteur d'une contre marche (h)

$$g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \text{ cm et } h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17 \text{ cm} \text{ .(la condition de blondel et satisfaite)}$$

-Épaisseur de la paillasse

$$L = 1,0 + \sqrt{(2,4^2 + 1,53^2)} = 3,84 \text{ m}$$

-La formule suivante pour déterminer l'épaisseurs de la paillasse (escalier RDC+ étage courant) :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \left\{ \begin{array}{l} 12.80 \text{ cm} \leq e \leq 19.2 \text{ cm (RDC)} \\ 12.18 \text{ cm} \leq e \leq 18.25 \text{ cm (Étage courant)} \end{array} \right.$$

-On prend **e = 15 cm** pour la paillasse et le palier type 1 de (l'entrée de derrière pour les rdc et les et étage courant) .

$$- L = 1,3 + \sqrt{(2,1^2 + 1,7^2)} = 4 \text{ m}$$

-La formule suivante pour déterminer l'épaisseurs de la paillasse (escalier entre sol) :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \left\{ \begin{array}{l} 13,33 \text{ cm} \leq e \leq 20 \text{ cm} \end{array} \right.$$

-On prend **e = 15 cm** pour la paillasse et le palier type 2.

NB : Les résultats de tout le pré dimensionnement des escaliers sont dans le suivant :

Tableau II.1 Caractéristique des escaliers de la structure

Type	Volée	H (m)	L0 (m)	Inclinaison α	n (Nbr de contre marche)	h(cm)	g(cm)	Epaisseur (cm)
1 RDC+ étage courent (3,06m)	1	1,53	2,4	29.53°	9	17	30	$12,80 \leq e \leq 19,2$
2 Entre Sol (3,40m)	1	1,7	2,1	29.53°	7	17	30	$13,33 \leq e \leq 20$
	2	1,7	2,1	29.53°	7	17	30	$13,33 \leq e \leq 20$

Donc on opte pour (1- $e = 15 \text{ cm}$ pour toutes les paillasse des étage courent +RDC) .et (2- $e = 15 \text{ cm}$ pour les 3 entres sol)

II.1.5 ETUDE de L'acrotère

L'acrotère est un muret en béton armé encastré situé en bordure du plancher terrasses pour permettre le relevé d'étanchéité.

Les dimensions de l'acrotère sont architecturales : (voir plan de façade)

Hauteur de l'acrotère est : $h = 60 \text{ cm}$.

Surface : $S = 10 \times 60 + 15 + 7 \times 10^{-4} = 0.0685 \text{ m}^2$.

Poids propres :

$G = 25 \times 0.0685 = 1.7125 \text{ KN/ml}$

II.2 prédimensionnement des éléments principaux

II.2.1 VOILES :

Les dimensions des voiles doivent satisfaire les conditions du RPA99 /2003 suivantes :

➤ $e \geq \text{Max} (h_e / 20 , 15 \text{ cm})$

➤ $L \geq 4e$

e : l'épaisseur du voile

h_e : La hauteur libre d'étage.

L : la largeur du voile.

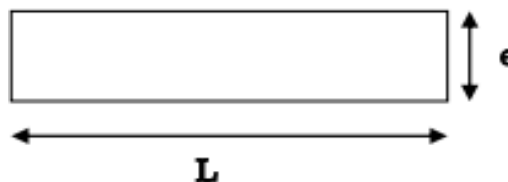


Figure II.6 Vue en plan d'un voile

- Entre sol $\rightarrow h_e = 300 \text{ cm}$ $e = \frac{340-40}{20} = 15 \text{ cm}$ $\rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$.

-Vide sanitaire $\rightarrow h_e = 108 \text{ cm}$ $\rightarrow e \geq 5.4 \text{ cm}$

-Autres étages $\rightarrow h_e = 266 \text{ cm}$ $\rightarrow e \geq 13.3 \text{ cm}$

Au final on prend l'épaisseur des voiles $e = 15 \text{ cm}$ pour tous les niveaux .

II.2.2 Poutres

Selon le BAEL 91, le dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition de flèche

$$\text{Suivant : } \frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

avec : L_{\max} : Longueur max entre nus d'appuis.

a) Poutres XX

$$L_{\max} = 500 \text{ cm} \rightarrow 33,33 \text{ cm} \leq h \leq 50 \text{ cm} \quad \text{Soit } h = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications aux exigences du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), on vérifie conditions

suivantes :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ 1 \leq h/b = 1,33 \leq 4 \end{cases} \quad \dots \text{Vérfifiées}$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les

dimensions suivantes : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

b) Poutres YY :

$$L_{\max} = 420 \text{ cm} \rightarrow 28 \text{ cm} \leq h \leq 42 \text{ cm} , \text{ Soit } h = 40 \text{ cm et } b = 30 \text{ cm}$$

Vérifications aux exigences du RPA :

Selon les recommandations du RPA 99(V2003), on doit satisfaire les conditions

suivantes : Sachant que : b : largeur de la poutre et h : hauteur de la poutre.

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ 1 \leq h/b = 1,33 \leq 4 \end{cases} \quad \dots \text{Vérfifiées}$$

Ces conditions sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres

principales les dimensions suivantes : $(b \times h) = (30 \times 40) \text{ cm}^2$

c) la poutre incliné :

On doit vérifier les conditions de la flèche :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Rightarrow 285/15 \leq h \leq 285/10 \Rightarrow 19 \text{ cm} \leq h \leq 28,5 \text{ cm}$$

Donc on prend : $b = 30 \text{ cm}$. $h = 30 \text{ cm}$.

Vérifications

Selon les recommandations du RPA 99(version2003), les conditions à satisfaire sont les suivantes :

$$\Leftrightarrow \left\{ \begin{array}{l} b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \\ h = 30\text{cm} \geq 30\text{ cm} \dots\dots \text{vérifiée ; soit une poutre de } (30 \times 30)\text{cm}^2 \\ h/b = 30/30 = 1 < 4 \end{array} \right.$$

II.3 Evaluation des charges et surcharges

Charge permanentes et d'exploitations :

A) Plancher terrasse inaccessible :

Tableau II.2 Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible.

N°	Couche	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Protection gravillons	20	0,04	0,8
2	Etanchéité	6	0,02	0,12
3	Forme de pente	22	0,065	1,43
4	Corps creux	14	0,16+0,04	2,8
5	Isolation thermique	4	0,04	0,16
6	Enduit de plâtre	18	0,02	0,36
Charge permanente G				5,67
Charge d'exploitation Q				1

B) Entre sol (1,2)+ RDC:

Tableau II.3 Evaluation des charges du plancher Entre sol (1,2)+ RDC

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,40
2	Mortier	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	14	0,16+0,04	2,80
5	Enduit plâtre	10	0,015	0,15
6	Enduit ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				5,38
Q étages courant				5

- La charge permanente totale pour le plancher entre sol (1,2) +RDC à corps creux est : **G= 5,38 KN/m²**

-La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse accessible est **Q = 5 KN/m²**

C) Etage courant :

-Tableau II.4 Evaluation des charges dans le plancher d'étage courant

N°	Couches	Poids volumique (KN/m ³)	Epaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Carrelage	20	0,02	0,40
2	Mortier	20	0,02	0,40
3	Lit de sable	18	0,02	0,36
4	Corps creux	14	0,16+0,04	2,80
5	Cloisons	10	0.1	1
6	Enduit plâtre	10	0,015	0,15
7	Enduit ciment	18	0,015	0,27
Charge permanente G				5,38
Q étages courant				1,50

-La charge permanente totale du plancher d'étage courant à corps creux est : **G= 5.38 KN/m²**

D) Murs extérieures (doubles parois en briques creuses) :

Tableau II.5 Evaluation des charges des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids "G" (KN/m ²)
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15
Briques creuses	0.15	9	1.35
Lame d'air	0.05	0	0.00
Briques creuses	0.10	9	0.90
Enduit de ciment	0.02	18	0.27
La charge permanente G totale	/		2.67

E) Balcons :

Tableau II.6 Evaluation des charges dans les balcons.

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,12	3
2	Carrelage	20	0,02	0,40
3	Mortier de pose	20	0,02	0,40
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de ciment	20	0,18	0,36
Charge permanente G				4,43
Charge d'exploitation Q				3,5

F) Escaliers : (palier en dalle pleine)

Tableau II.7 Evaluation des charges de palier

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (KN/m ²)
1	Dalle pleine	25	0,15	3,75
2	Carrelage	20	0,02	0,40
3	Mortier de pose	20	0,02	0,4
4	Lit de sable	18	0,02	0,36
5	Enduit de plâtre	18	0,015	0,20
Charge permanente G				5,18
Charge d'exploitation Q				2,5

Tableau II.8 Evaluation des charges des volées.

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Type 1	Type 2	
				Volée courante	Volée 1	Volée 2
1	Paillasse	25	$e/\cos(\alpha)$	4,3	4,3	4,3
2	Carrelage	Horizon	0,02	0,4	0,4	0,4
		Vertical	$0,02h/g$	0,23	0,23	0,23
3	Mortier de pose	Horizon	0,02	0,4	0,4	0,4
		vertical	$0,02h/g$	0,23	0,23	0,23
4	Enduit de ciment	18	$e/\cos(\alpha)$	0,31	0,31	0,31
5	Poids des marches	22	$h/2$	1,87	1,87	1,87
6	Garde de cours	/	/	0,6	0,6	0,6
Charge permanente G_v (KN/m ²)				8,34	8,34	8,34
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)				2,5	2,5	2,5

Tableau II.9 Evaluation des charges de dalle plein étage courent

N°	Désignation des éléments	Poids volumique (KN/m ³)	Épaisseur (m)	Poids surfacique (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 de ciment	18	0,015	0,27
6	Cloison simple	/	/	1
Charge permanente G (KN/m ²)				5,93
Charge d'exploitation Q (KN/m ²)				1,5

Tableau II.10 Evaluation des charges de l'acrotère

Hauteur (cm)	Epaisseur (cm)	Surface (cm ²)	Poids propre (kn/cm ²)	Enduite de ciment (kn/ml)	G total (kn/ml)	Q (kn/ml)
60	10	0,069	1,725	0,54	2,265	1

II.2.3 Poteaux

Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, en appliquant les deux critères suivants :

- Critère de résistance. • Critère de stabilité de forme.
- On utilise un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitation.

En outre, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions du RPA99/ 2003 (Article 7.4.1) suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b; h) \geq 25cm \\ \min(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 \leq h / b \leq 4 \end{array} \right.$$

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, en vérifiant les recommandations du RPA99 Version 2003 citées ci-dessus.

Les dimensions des poteaux supposés

Niveau	section (cm ²)
Entre sol (1,2,3)	50x55
RDC + 1 ^{ère} étage	45x55
2 ^{ème} étage	45x50
3 ^{ème} ,4 ^{ème} étage	40x50
5 ^{ème} ,6 ^{ème} ,7 ^{ème} étage	40x45

II.4 Descente de charge

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avèrent nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure, on aura à considérer :

-Le poids propre de l'élément.

- La charge de plancher qu'il supporte.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...).

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, dans notre cas, on choisit

H4.

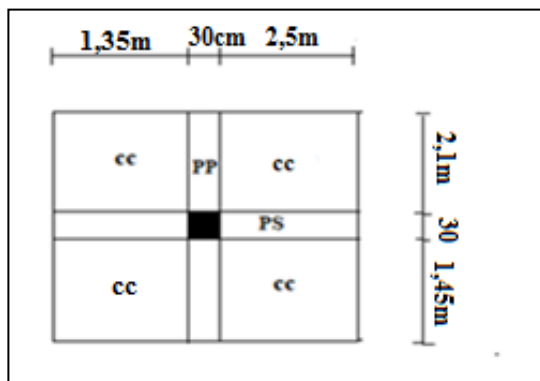


Figure II.7 Surface revenant au poteau **H4**

La loi de dégression des charges d'exploitation :

- La loi de dégression est applicable pour les planchers à usage d'habitation, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (avec coefficient).
- La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers à usage commercial et bureau, les charges vont se sommer avec leurs valeurs réelles (sans coefficient).

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau0 (Terrasse) : Q_0 charge d'exploitation

sur la terrasse accessible Niveau1 : $Q_0 + Q_1$

Niveau2 : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

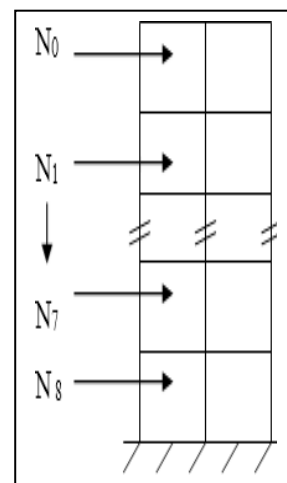
Niveau3 : $Q_0 + 0.9 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Niveau4 : $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Niveau (5,6,7,8) : $Q_0 + \frac{3+n}{2} (Q_1 + \dots + Q_n)$

Niveau 9 : $Q_0 + \frac{3+n}{2} (Q_1 + \dots + Q_8) + Q_9$

-(Le coefficient $\frac{3+n}{2}$ étant valable pour $N \geq 5$)



Calcul de l'effort normal ultime :

Tableau II.11 Descente des charges sur le poteaux le plus solliciter H4

Niveau	Eléments	G (kn)	Q (kn)	$N_u' = 1.1(1.35G + 1.5Q)$
N0 7eme	Plancher Terrasse	77,491	Q0= 15,88	192,018
	Pouters	22,20		
	Poteau (40×45)	11,97		
	Σ	111,661	15,88	
N1 6eme	Venant N0	111,661	Q0 + Q1 = 22,71+	430,025
	Plancher	73,528		
	Poutres	22,20		
	Poteau (40×45)	11,97	15.88	
	Mure	27,343		
	Σ	246,702	38,59	
N2 5eme	Venant N1	246,702	22,71	664,286
	Plancher	73,528		
	Poutres	22,20		
	Poteau (40*45)	11,97		
	Mure	27,343		
	Σ	381,743	59,029	
N3 4eme	Venant N2	381,743	22,71	896,774
	Plancher	73,528		
	Poutres	22,20		
	Poteau (40×50)	13.30		
	Mure	27,343		
	Σ	518,114	77,197	
N4 3eme	Venant de N3	518,114	22,71	1118,021
	Plancher	73,528		
	Poutres	22,20		
	Poteau (40×50)	13.30		
	Mure	27,343		
	Σ	654,485	88,552	

N5 2eme	Venant de N4	654,485		1344,237
	Plancher	73,528	22,71	
	Poutres	22,20		
	Poteau(45×50)	14,96		
	Mure	27,343		
	Σ	792,516	101,425	
N6 1er	Venant de N5	792,516		1569,919
	Plancher	73,528	22,71	
	Poutres	22,20		
	Poteau (45×55)	16,46		
	Mure	27,343		
	Σ	932,047	112,624	
N7 Rdc	Venant de N6	932,047		1912,053
	Plancher	73,528	42,26	
	Poutres	22,20		
	Poteau (45×55)	16,46		
	Mure	27,343		
	Σ	1071,578	194,4	
N8 Entr sol 1	Venant de N7	1071,578		2246,989
	Plancher	73,528	70,52	
	Poutres	22,20		
	Poteau (50×55)	20,625		
	Mure	30,838		
	Σ	1218,769	264,92	
N9 Entr sol 2	Venant de N8	1218,769		2581,926
	Plancher	73,528	70,52	
	Poutres	22,20		
	Poteau (50×55)	20,625		
	Mure	30,838		
	Σ	1365,96	335,44	

N10 Entr sol 3	Venant de N9	1365,96		2917,292
	Plancher	73,528		
	Poutres	22,20	70,52	
	Poteau (50×55)	20,625		
	Mure	30,838		
	Σ	1513,151	406,22	
TOTAL		1513,151	406,22	2917,292

(sans majoration) : $-Nu = (1.35G + 1.5Q) = 2652,084 \text{ KN}$.

(avec majoration) : $-Nu^* = 1.1(1.35G + 1.5Q) = 2917,292 \text{ KN}$.

II.4.1 Vérification du poteau

Selon le CBA93 (article B.8.11) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires

l’effort de compression ultime NU a 10%, telle que : $NU=1.1 (1.35G+1.5Q)$

Tel que les tableaux précédents montre, Le poteau **H4** est le plus défavorable :

$$G = 1513,151\text{KN} ; Q = 406.22 \text{ KN}$$

$$Nu = 2652,084 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad Nu^* = 2917,292 \text{ KN}$$

Vérification à la compression simple :

Il faut vérifie la condition suivante :

$$\frac{Nu'}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ .tel que : } \bar{\sigma}_{bc} = 0,85 f_c 28 / 1.5 = 14.2 \text{ MPA.}$$

$$B \geq \frac{Nu'}{\bar{\sigma}_{bc}} == B_{calculer} = \frac{2.917292}{14.2} = 0.205 \text{ m}^2$$

$$B = 0.5 \times 0.55 = 0.275 > 0.098\text{m}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée.}$$

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

Tableau II.12 Vérification des poteaux a la compression simple.

Niveaux	Nu' (KN)	Nu (KN)	Condition B > B cal		observation
			B (m ²)	B calculi(m ²)	
7eme étage	192.018	174.562	0.180	0.013	verifier
6eme étage	430,025	390,932	0.180	0,03	verifier
5eme étages	664,286	603,896	0.180	0.046	verifier
4eme étages	896,774	815,249	0.200	0.063	verifier
3eme étage	1118,021	1016,383	0.200	0.078	verifier
2eme étage	1344,237	1222,033	0.225	0.094	Verifier
1er étage	1569,919	1427,199	0.247	0.110	verifier
RDC	1912,053	1738,230	0.247	0.134	verifier
Entre sol 1	2246,989	2042,717	0.275	0.158	verifier
Entre sol 2	2581,926	2347,205	0.275	0.181	verifier
Entre sol 3	2917.292	2652,084	0.275	0.205	verifier

Vérification au flambement :

D'après le CBA 93 (Article B.8.4.1), on doit faire la vérification suivante :

$$Nu \leq Nu^* = \alpha \times \left[\frac{Br \times fc_{28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{As \times fe}{\gamma_s} \right] \quad \text{Avec:}$$

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

As : 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'élanement (λ).

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

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ (calculé d'élanement)

l_f : longueur de flambement $l_f = 0.7 l_0$ (BAEL91art B.8.3, 31)

l_0 : la hauteur libre du poteau $l_0 = h_{\text{poteau}} - h_{\text{poutre principale}}$

$$; i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} \quad ; \quad -0,8\% B_r \leq A_s \leq 1,2\% B_r \quad \text{On prends : } A_s = 1\% B_r$$

Exemple de calcul : Vérification du poteau de la galerie commerciale (le plus élancé)

$$l_f = 0,7 \times (3,40 - 0,40) = 2.1 \text{ m}$$

$$\lambda = l_f \frac{1}{i} = \frac{2.1}{0.159} \Rightarrow \lambda = 13.207 \quad ; \quad i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}} = 0.159 \text{ m} \quad ; \quad I = \frac{b \times h^3}{12} = 0.0052 \text{ m}^4$$

$$\lambda = 13.207 < 50 \quad \Rightarrow \quad \alpha = \frac{0.85}{\left[1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right]} = 0.826.$$

D'après l'expression donnée dans le BAEL91/99 art B.8.4.1

$$\text{On doit vérifier que } B_r > B_{\text{calculé}} \quad \Rightarrow \quad B_{\text{calculé}} \geq \frac{Nu^*}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{fe}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

$$\text{A.N : } B_{\text{calculé}} \geq \frac{2917,292 \times 10^{-3}}{0,826 \left[\frac{25}{0,9 \times 1,5} + \frac{400}{100 \times 1,15} \right]} = 0.160 \text{ m}^2$$

$$B_r = (a-0,02) \times (b-0,02) = (0,50-0,02) \times (0,55-0,02) \Rightarrow B_r = 0,2544 \text{ m}^2 > B_{\text{calculé}} = 0.160 \text{ m}^2$$

_ Puisque la condition est vérifié ,donc le poteau ne risque pas de flamber

_ De la même manière que cet exemple de calcul , on vas vérifier le poteau le plus sollicité de chaque niveau , les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Donc : le poteau ne risque pas de flamber. Comme le montre toutes les vérifications à tous les niveaux.

:

Tableau II.13 Vérification au flambement des poteaux

	Entre sol (1,2,3)	RDC et 1er étage	2ème étage	3ème et 4ème étage	5ème et 6ème et 7ème étage
Nu(KN)	2917,292	1912,053	1344,237	1118,021	664,286
B (m ²)	0.275	0.247	0.225	0.200	0.180
l _f (m)	2.1	1.862	1.862	1.862	1.862
I (m ⁴) × 10 ⁻⁵	6.932	6,239	4.687	4.166	3.037
i (m ²)	0.159	0.158	0.144	0.144	0.129
λ	13.207	11.784	12.93	12.93	14.434
α	0.826	0.831	0.827	0.827	0.822
B _{rcal} (m ²)	0.160	0.104	0.074	0.0614	0.0367
Br (m ²)	0.2544é	0.2279	0.2064	0.1824	0.1634

On remarque que : **Br ≥ Brcal** ⇒ donc les poteaux de la structure ne risquent pas de se flamber.

Vérification des conditions du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} \min (b \times h) = 40 \text{ cm} > 25\text{cm. (zone 2a)} \\ \min (b \times h) \geq \frac{h_e}{20} = 15 \text{ Les trois conditions sont vérifiées} \\ 0.25 \leq h / b = 1.125 \leq 4. \end{array} \right.$$

Tableau II.14 Résultats de vérification à l'exigence de RPA pour les poteaux.

Poteaux	(50×55)	(45×55)	(45×50)	(40×50)	(40×45)	observation
$\min(b_1, h_1) \geq 25\text{cm}$	50	45	45	40	40	vérifiée
$\min(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20}$	15	13.3	13.3	13.3	13.3	vérifiée
$0.25 < \frac{b_1}{h_1} < 4.$	0.909	0.818	0.9	0.8	0.888	vérifiée

II.5 Conclusion

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

- Plancher :
- ❖ Pour le corps creux est (16+4) ; pour les dalles pleine $e = 12$ cm.
- Escalier + palier
- ❖ Nous avons adopté une épaisseur $e = 15$ et 16 cm.
- voiles :
- ❖ $e = 15$ cm pour tous les étages .
- L'acrotère
- ❖ $H = 60$ cm

Tableau II.15 Section adoptée pour les poutres et les poteaux.

Elements	Largeur b (Cm)	Hauteur h (Cm)
Pouters X-X	30	40
Pouters Y-Y	30	40
Poutre inclinée	30	30
Poutre CH	30	30
Poteau entre sol (1,2,3)	50	55
Poteau étage 1 et RDC	45	55
Poteau étage 2	45	50
Poteau étage 3 et 4	40	50
Poteau étage 5 et 6 et 7	40	45

CHAPITRE III

Etude des éléments secondaires

Introduction

Dans une structure quelconque on distingue deux types d'éléments : Les éléments principaux et Les éléments secondaires.

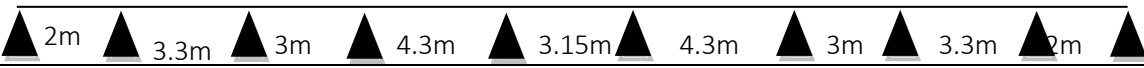



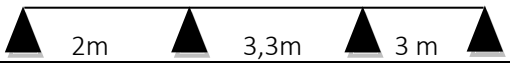
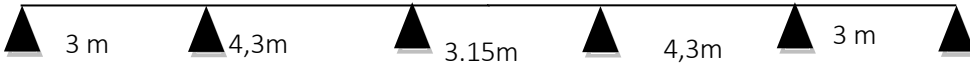
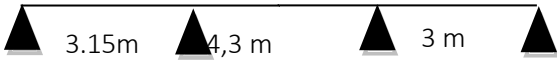
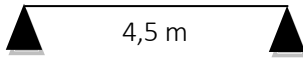
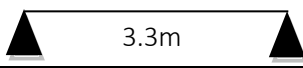
L'objet de ce chapitre est l'étude des éléments secondaires (non structuraux) à savoir : les planchers, l'acrotère et les escaliers ainsi que l'ascenseur.

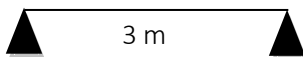
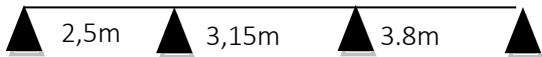

Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charges sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question tout en respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.1. Etude des planchers corps creux

-Types et schémas statique des poutrelles :

Tableau III.1 Types des poutrelles.

Type de Poutrelle RDC		Plancher
Type 1		Entre sol 2 + RDC
Type 2		Etr sol 1,2+RDC+ Etg(1...7)
Type 3		Etr sol 1,2+RDC+ Etg(1...7)
Type 4		Entre sol (1..2)
Type 5		Entre sol 1
Type 6		RDC
Type 7		RDC + étage(1...7)
Type 8		Etr sol 1,2+RDC+ Etg(1...7)
Type 9		RDC

Type 10		Etr sol + RDC+Etg1..7
Type11		Enter sol 1
Type 12		Etage (1...7)

1.2. Méthode de Calcul : Le règlement B.A.E.L 91 propose plusieurs méthodes qui permettent de déterminer des sollicitations (M et V) en appui et en travée.

Il y'a deux méthodes que nous avons utiliser :

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot Minorée

1.3. Calcul des sollicitations dans les poutrelles

Calcul des charges revenant aux poutrelles

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

A l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Caquot minorée $G' = \frac{2}{3} G$

A l'ELU : $P_u' = (1.35 \times G' + 1.5 \times Q) \times 0.65$

A l'ELS : $P_s' = (G' + Q) \times 0.65$

❖ **Exemple de calcul**

➤ **Plancher RDC :**

$G = 5,38 \text{ KN/m}^2$; $G' = 3,586 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$P_u = (1,35 G + 1,5 Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,38 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = \mathbf{9,595 \text{ KN/ml}}$.

$P_s = (G + Q) \times 0,65 = (5,38 + 5) \times 0,65 = \mathbf{6.747 \text{ KN/ml}}$.

$P_u' = (1,35 \times G' + 1,5 \times Q) \times 0,65 = (1,35 \times 3,586 + 1,5 \times 5) \times 0,65 = \mathbf{8,021 \text{ KN/ml}}$.

$P_s' = (G' + Q) \times 0,65 = (3,586 + 5) \times 0,65 = \mathbf{5,580 \text{ KN/ml}}$.

Les résultats obtenus dans chaque niveau sont résumé dans le tableau qui suit :

Tableau III.2 Chargements sur les poutrelles.

Désignation	G(KN/m ²)	G'(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	ELU		ELS	
				P _u (KN/ml)	P _u ' (KN/ml)	P _s (KN/ml)	P _s ' (KN/ml)
Plancher terrasse inaccessible	5,67	3,78	1	5,95	4,29	4,33	3,43
Etage courant	5,38	3,586	1,50	6,183	4,61	4,472	3,306
Entre Sol +RDC	5,38	3,586	5	9,596	8,022	6.747	5,581

Exemple de calcul avec la méthode de Caquot minorée

➤ **Etude de la poutrelle type T2 :**

(plancher RDC et Entre sol)

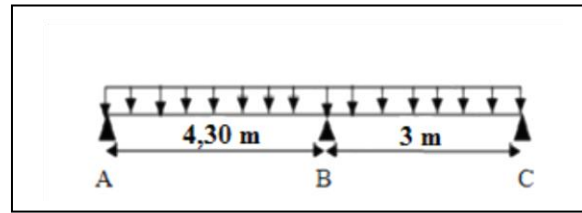


Figure III.1 Schéma statique de la poutrelle T2.

➤ **Evaluation des moments**

a) **Moment en appuis de rive**

A l'ELU : $M_A = M_C = -0,15 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{CD})$

AN:
$$= -0,15 \times \frac{9,596 \times 4,3^2}{8} = -3,326 \text{KN.m}$$

A l'ELS : $M_A = M_C = -0,15 \times \max (M_0^{AB} ; M_0^{BC})$

AN:
$$= -0,15 \times \frac{6,747 \times 4,3^2}{8} = -2,339 \text{KN.m}$$

b) **Appuis intermédiaires :**

Pour un chargement réparti :

$$M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8,5 \times (L_g' + L_d')} ; \text{ Avec :}$$

- $\left\{ \begin{array}{l} q_g, q_d : \text{étant le chargement à gauche et à droite de l'appui.} \\ L_g', L_d' : \text{Étant les longueurs fictives des travées entourant l'appui considéré. (gauche et droite)} \end{array} \right.$

Calcul des longueurs fictives ;

A l'ELU :

$$M_B = -\frac{8,022 \times (4,3^3 + 3^3)}{8,5 \times (4,3 + 3)} \Rightarrow M_B = -13,76 \text{KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_B = -\frac{5,581 \times (4,3^3 + 3^3)}{8,5 \times (4,3 + 3)} \Rightarrow M_B = -9,57 \text{KN.m}$$

c) **Les moments en travées**

$M(x) = M_0(x) + M_g(1 - x/L) + M_d(x/L) ; \text{ Avec : } M_0(x) = qx(l - x)/2$

1. Travée AB

A l'ELU :

$$x = \frac{L_{AB}}{2} - \frac{M_A - M_B}{Pu \times L_{AB}} = \frac{4,3}{2} - \frac{(0 - (-13,76))}{9,596 \times 4,3} = 2,48m$$

$$M_{iAB}^U(2,48) = \frac{9,596 \times 2,48 \times (4,3 - 2,48)}{2} - 13,76 \times \frac{2,48}{4,3} \Rightarrow M_{iAB}^U(2,48) = 13,72KNm$$

A l'ELS :

$$M_{iAB}^S(2,48) = \frac{6,747 \times 2,48 \times (4,3 - 2,48)}{2} - 9,57 \times \frac{2,48}{4,3}$$

$$\Rightarrow M_{iAB}^S(2,48) = 9,707KNm$$

2. Travée BC

$$x = \frac{3}{2} - \frac{(-13,76) - (0)}{9,596 \times 3} = 1,97m$$

A l'ELU :

$$M_{iBC}^U(1,97) = \frac{9,596 \times 1,97 \times (3 - 1,97)}{2} + (-13,76) \times (1 - \frac{1,97}{3}) + (0) \times \frac{1,97}{3}$$

$$\Rightarrow M_{iBC}^U(1,97) = 5,011KNm$$

A l'ELS : $M_{iBC}^S(1,97) = \frac{6,747 \times 1,97 \times (3 - 1,97)}{2} + (-9,570) \times (1 - \frac{1,97}{3}) + (0) \times \frac{1,97}{3}$

$$\Rightarrow M_{iBC}^S(1,97) = 3,559KNm$$

▪ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchant sont calculés par les deux expressions suivantes :

$$\begin{cases} V_{i-1} = qL/2 - (M_i - M_{i-1})/L_i \\ V_i = -qL/2 - (M_i - M_{i-1})/L_i \end{cases}$$

1. Travée AB :
$$\begin{cases} V_A = \frac{9,596 \times 4,3}{2} - \frac{0 - (-13,76)}{4,3} \Rightarrow V_A = 17,431KN \\ V_B = -\frac{9,596 \times 4,3}{2} - \frac{-3,326 + 13,76}{4,3} \Rightarrow V_B = -18,205KN \end{cases}$$

2. Travée BC :
$$\begin{cases} V_B = \frac{9,596 \times 3}{2} - \frac{(-13,76) + 3,326}{3} \Rightarrow V_B = 17,872KN \\ V_C = -\frac{9,596 \times 3}{2} - \frac{(-12,76) - 0}{1,7} \Rightarrow V_C = -3,34KN \end{cases}$$

. **Exemple de calcul avec la méthode RDM :**

✓ **Etude de poutrelles type T8 du Plancher terrasse inaccessible**

✓ **Moments isostatiques**

Travée A-B

A L'ELU:

$$M_{0AB}^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,95 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_{0AB}^u = 15,06 \text{ KN.m.}$$

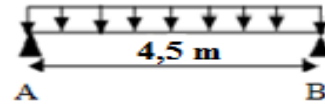


Fig.III.2 : Schéma statique de la poutrelle T8.

A L'ELS

$$M_{0AB}^s = \frac{4,33 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_{0AB}^s = 10,97 \text{ KN.m.}$$

✓ **Moments aux appuis**

1) **Appuis de rive : $M_A = M_B = 0$**

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à $0,15 \times M_0$

A L'ELU: $M_A^u = M_B^u = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{5,95 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_B^u = -2,259 \text{ KN.m.}$

A L'ELS : $M_A^s = M_B^s = -0,15 \frac{ql^2}{8} = -0,15 \frac{4,33 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_A^s = -1,64 \text{ KN.m.}$

2) **Moments en travée :**

A L'ELU

1) $M_{0AB}^u = \frac{ql^2}{8} = \frac{5,95 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_{0AB}^u = 15,06 \text{ KN.m.}$

A L'ELS

De la même manière on trouve :

$$M_{0AB}^s = \frac{4,33 \times 4,5^2}{8} \rightarrow M_{0AB}^s = 10,97 \text{ KN.m.}$$

Les efforts tranchants :

Travée A-B

$$V_A = -\frac{5,95 \times 4,5}{2} = -13,39 \text{ KN}$$

$$V_B = -\frac{5,95 \times 4,5}{2} = -13,39 \text{ KN}$$

Tableau III.3 Sollicitations maximales des différents types de poutrelles.

/	ELU				ELS		
	M appui de rive (KN.m)	M appui int (KN.m)	M travée (KN.m)	Vmax (KN)	M appui de rive (KN.m)	M appui int (KN.m)	Mtravée (KN.m)
Poutrelles du plancher RDC+ les Entres sol							
Type 01	-0,719	-8,98	13,283	-20,67	-0,506	-6,248	9,405
Type 02	-3,326	-13,77	15,828	-23,834	-2,339	-9,58	11,172
Type 03	-3,643	-14,424	17,613	24,796	-2,561	-10,035	12,429
Type 04	-3,326	-13,217	16,063	-23,705	-2,339	-9,195	11,335
Type 05	-1,619	-7,597	7,331	16,926	-1,138	-5,285	5,178
Type 06	-1,619	-9,922	12,73	20,85	-1,138	-6,903	9,02
Type 07	-1,785	-10,306	12,065	20,721	-1,255	-7,17	8,558
Type 08	-3,643	0	24,29	21,591	-2,561	0	17,078
Type 09	-1,959	0	13,063	15,833	-1,377	0	9,184
Type 10	-1,619	0	10,796	14,394	-1,138	0	7,59
Type 11	-1,124	-5,946	5,956	15,114	-0,79	-4,137	4,231
Type 12	-1,959	-9,428	8,774	18,69	-1,377	-6,559	6,198
Max	-3,643	-14,424	24,29	24,796	-2,561	-10,035	17,078
Poutrelles du plancher étages courant							
Type 02	-2,143	-7,913	10,606	-15,134	-1,55	-5,675	7,693
Type 03	-2,347	-8,289	11,781	15,754	-1,697	-5,944	8,543
Type 07	-1,15	-5,923	8,478	13,345	-0,832	-4,247	6,168
Type 08	-2,347	0	15,651	13,912	-1,697	0	11,32
Type 10	-1,043	0	6,956	9,275	-0,754	0	5,031
Type 12	-1,262	-5,418	5,926	11,844	-0,913	-3,886	4,30

MAX	-2,347	-8,289	15,651	15,754	-1,697	-5,944	11,32
Poutrelles du plancher terrasse inaccessible							
Type 02	-2,062	-7,367	10,315	-14,506	-1,501	-5,333	7,532
Type 03	-2,259	-7,717	11,45	15,102	-1,644	-5,587	8,360
Type 07	-1,106	-5,514	8,341	12,84	-0,805	-3,992	6,104
Type 08	-2,259	0	15,061	13,388	-1,644	0	10,976
Type 10	-1	0	6,694	8,925	-0,730	0	4,878
Type 12	-1,214	-5,044	5,774	11,346	-0,884	-3,652	4,218
MAX	-2,259	-7,717	15,061	15,102	-1,644	-5,587	10,976

→ Les résultats des sollicitations maximales de chaque plancher sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Tableau III.4 Les Sollicitations maximales.

/	ELU				ELS		
	M appui rive (KN.m)	M appui int (KN.m)	M travée (KN.m)	Vmax	M appui rive (KN.m)	M appui int (KN.m)	M travée (KN.m)
Les Enters sol + RDC	-3,643	-14,424	24,29	24,796	-2,561	-10,035	17,078
Etage courant	-2,347	-8,289	15,651	15,754	-1,697	-5,944	11,32
Terrasse inaccessible	-2,259	-7,717	15,061	15,102	-1,644	-5,587	10,976

Remarque :

Par analyse des résultats calculés, on remarque que les sollicitations maximales au niveau des Entre sol et RDC sont plus importantes que celles des autres niveaux, par contre les résultats de l'étage courant, première étage et terrasse inaccessible se rapproche. Donc On opte pour deux types de ferrailage (le premier pour le plancher RDC, et le deuxième pour les autres planchers).

1.4. Ferrailage des poutrelles

Exemple de calcul

On prend comme exemple de calcul pour, le ferrailage des poutrelles type (RDC) du plancher étage courant (habitation) qu'est sollicité par les sollicitations suivantes:

ELU

$$M_{\text{Travée}} = 24,29 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -14,424 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -3,643 \text{ KN.m} ,$$

$$V = 24,796 \text{ KN}$$

ELS

$$M_{\text{Travée}} = 17,068 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{inter}} = -10,035 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{rive}} = -2,561 \text{ KN.m} ,$$

✓ les caractéristique géométriques de la poutrelle sont: (FPN)

- $e = 2 \text{ cm}$; $d = h - e = 18 \text{ cm}$.
- $b = 65 \text{ cm}$ • $d = 18 \text{ cm}$.
- $b_0 = 10 \text{ cm}$ • $d' = 2 \text{ cm}$.
- $h_t = 20 \text{ cm}$ • $h_0 = 4 \text{ cm}$. • $b_1 = 27.5 \text{ cm}$.

Calcul à ELU:

A- Armature longitudinales:

En travée

Le calcul se fera pour une section en T soumise à la flexion simple.

$$M_{tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) ; \quad d = h - d' = 0,20 - 0,02 = 0,18 \text{ cm}$$

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

$$M_{tu} = b \times h_0 \times f_{bu} \times (d - h_0/2) = 0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 10^3 \times (0,18 - 0,02) \Rightarrow M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m.}$$

$M_t = 24,29 \text{ KN.m} < M_{tu} = 59,072 \text{ KN.m} \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée \Rightarrow Le calcul sera mené pour une section rectangulaire $b \times h$ ($0,65 \times 0,20$)m².

$$\mu_{bu} = \frac{M^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} ; \quad \mu_{bu} = \frac{24,29 \times 10^{-3}}{0,65 \times 0,032 \times 14,2} = 0,0822 < \mu_l = 0,392 \quad \Rightarrow A' = 0$$

(les armatures dans la zone comprimée ne sont pas nécessaire).

$\mu_{bu} < 0,186 \Rightarrow$ Pivote A :

$$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} .$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,107$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,0971) = 0,172 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z \times f_{st}} = \frac{24,29 \times 10^{-3}}{0,172 \times 348} = 4,058 \text{ cm}^2 . \quad \text{Soit :}$$

$$A_s = 3\text{HA}14 = 4,62 \text{ cm}^2 .$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e} \leq A_{\text{cal}}$$

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1 \times 10^4}{400} = 1,413 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 1.413 \text{ cm}^2 < A_{\text{cal}} = 4,058 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

Aux appuis :

a) Appuis intermédiaires :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appui donc le béton n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculer comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h) \rightarrow (0,10 \times 0,20) \text{ m}^2$; avec $M_u = -13,372 \text{ KN.m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{14,424 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18^2 \times 14,2} = 0,313 \quad ; \quad \mu_{bu} = 0,313 > 0,186 \Rightarrow \text{Pivot B:}$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$ (pas d'armature comprimée).

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,313}) = 0,485 \quad ;$$

$$z = 0,18 \times (1 - 0,4 \times 0,485) = 0,145 \text{ m}$$

$$\xi_{st} = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right) 10^3 = \frac{3,5}{1000} \left(\frac{1-0,447}{0,447} \right) 10^3 = 4,32 \text{ ‰} > \xi_l = 1,74 \text{ ‰}$$

$$\Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_{a \text{ inter}} = \frac{M_U}{Z \times f_{st}} = \frac{14,424 \times 10^{-3}}{0,145 \times 348} = 2,85 \text{ cm}^2 \quad \text{soit : } A_s = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}10 = 3,05 \text{ cm}^2$$

b) Appuis rives:

$$M_a^{\text{rive}} = M_u = - 3,643 \text{ KN.m.}$$

$$A_{a \text{ rive}} = \frac{M_a^r \times A_a^{\text{int}}}{M_a^{\text{int}}} = \frac{3,643 \times 2,85}{14,424} = 0,719 \text{ cm}^2 \quad ; \quad \text{soit : } A_s = 1\text{HA}10 = 0,79 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,1 \times 0,18 \times 10^4 \times \frac{2,1}{400} = 0,217 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} = 0,217 \text{ cm}^2 < A_{\text{rive cal}} = 0,719 \text{ cm}^2$Condition vérifiée

• **Vérfications à ELU**

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que :

$$\tau_U = \frac{V_U}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPA. (FPN).}$$

• $V^{max} = 24,796 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{24,796 \times 10^{-3}}{0,10 \times 0,18} = 1,377 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée.

(Il n'y'a pas de risque de rupture par cisaillement).

✓ **Armatures transversales:**

Le diamètre Φ_t des armatures transversales est donné par :

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{min}) \Rightarrow \Phi_t \geq \min (10 \text{ mm}; 5,71 \text{ mm}; 10 \text{ mm}) = 5,714 \text{ mm}$$

On adopte a un étrier $\Phi 6$. Donc la section d'armatures transversales sera :

$$A_t = 2\Phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2.$$

✓ **Espacement S_t :**

L'espacement entre les armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes:

1) $S_t \leq \min (0,9 \times d; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16,2 \text{ cm}$

2) $S_t \leq \frac{0,8 \times f_e \times A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \times f_{t28} \times K)} = \frac{0,8 \times 400 \times 0,57}{10(1,254 - 0,3 \times 2,1 \times 1)} = 29,23 \text{ cm}$

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

3) $S_t \leq \frac{f_e \times A_t}{0,4 \times b_0} = \frac{400 \times 0,57}{0,4 \times 10} = 57 \text{ cm}$

• $S_t = \min (1; 2; 3)$; on adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$.

✓ **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table –nervure :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{b_1 \times V_u}{0,9 \times d \times b \times h_0} \leq \bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \right) \text{ Mpa}$

$b_1 = (b - b_0) / 2 \rightarrow b_1 = 27.5 \text{ cm}$

$\tau_u = \frac{0,275 \times 24,796 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,18 \times 0,65 \times 0,04} = 1,619 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa}$ Condition vérifiée.

◦ Il ya pas de risque de rupture par cisaillement à la jonction table-nervure.

✓ **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant**

✓ **Appuis de rive**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s \times V_u / f_e$ (Art A.5.1,312) BAEL91/99.

$A_l \geq 1,15 \times 24,796 \times 10 / 400 = 0,713 \text{ cm}^2$

$A_l = 4,62 + 0,79 = 5,41 \text{ cm}^2$. $\Rightarrow A_l = 5,41 \text{ cm}^2 > 0,713 \text{ cm}^2$ Condition vérifiée.

✓ **Appuis intermédiaires**

On doit vérifier que : $A_l \geq \gamma_s / f_e \times (V_u - M_u / 0,9d)$.

$A_l \geq (1,15 \times (24,796 - 14,424 / (0,9 \times 0,18)) \times 10) / 400 = 1,840 \text{ cm}^2 < A_l = 5,41 \text{ cm}^2$

.....Condition vérifiée.

Les armateurs longitudinaux inférieures ne sont soumis à aucuns efforts de traction, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment.

✓ **Vérification de la bielle**

On doit vérifier que : $V_u \leq 0,267 \times a \times b_0 \times f_{c28}$ (Art A.5,313) BAEL91/99.

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

Avec : $a \leq 0,9 \times d = 0,9 \times 18 = 16,20\text{cm}$

$V_u = 24,796 \text{ KN} < 0,267 \times 0,162 \times 0,10 \times 25 = 108,135 \text{ KN} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

• **Vérfications à l'ELS**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification dans les aciers n'est pas nécessaire alors il y a lieu de vérifier: **1**-Etat limite d'ouverture des fissures **.2**-Etat limite de compression de béton **.3**-Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) .

-Etat limite d'ouverture des fissures

La fissuration est peu nuisible donc pas de vérification à faire (Art B.6.3BAEL)

2-Etat limite de compression du béton

On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

En travée

$$M_{t ser} = 17,068 \text{ KN.m}$$

✓ **Position de l'axe neutre**

On a : $A' = 0$

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

$$H = 0,65 \times \frac{0,04^2}{2} - 15 \times (4,62 \times 10^{-4}) \times (0,18 - 0,04) = - 3,321 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$H < 0$: alors l'axe neutre passe par la nervure, le calcul se fera comme une section en **T**.

✓ **Calcul de y :**

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

$$5 \times y^2 + [(65 - 10) \times 4 + 15 \times 4,62] \times y - [(65 - 10) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 4,62 \times 18] = 0$$

$$5y^2 + 289,30y - 1687,40 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne : **y = 5,33 cm**

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = \frac{65 \times 5,33^3}{3} - \frac{(55)}{3} \times (5,33 - 4)^3 + 15 \times 4,62 \times (18 - 5,33)^2 \Rightarrow I = 14362,276 \text{ cm}^4$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{17,068 \times 5,33 \times 10^{-5}}{14362,276 \times 10^{-8}} = 6,334 \text{ Mpa}$$

$\sigma_{bc} = 6,334 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ Condition vérifiée

• **En appuis intermédiaires**

Le même travail à faire au niveau de l'appui, la section à calculer est ($b_0 \times h$).

$$M_{a\ ser} = -10,035 \text{ KN.m}$$

✓ **Calcul de y**

$$\frac{b_0}{2} y^2 + 15As(y - d) = 0 \dots \frac{10}{2} y^2 + 15 \times 3,05 \times (y - 18) = 0 ; 5y^2 + 45,75y - 823,5 = 0$$

La résolution de cette équation nous donne **y = 9,05 cm**

✓ **Calcul de moment d'inertie I**

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

$$I = 6135,414 \text{ cm}^4.$$

✓ **Les contraintes**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y = \frac{10,035 \times 9,05 \times 10^{-5}}{6135,414 \times 10^{-8}} = 14.80 \text{ MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 14.80 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$Condition vérifiée.

3-Etat limite de déformation :

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

✓ **Evaluation de la flèche BAEL 91(Article B.6.5) et le CBA 93**

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

Pour les poutrelles :

$$M_0 = ql^2/8 = 6,747 \times 4,5^2/8 = 17.078 \text{ KN.m}$$

$$1) h \geq \frac{M_{s_t} \times l}{15 \times M_0} = \frac{10,035 \times 4,5 \times 10^2}{15 \times 17.078} \Rightarrow h = 20\text{cm} > 17,628 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée}$$

$$2) \circ A \leq \frac{3,6 \times b_0 \times d}{f_e} = 1,62\text{cm} \Rightarrow 3.05\text{cm} > 1.62\text{cm} \dots\dots\dots\text{condition non vérifiée}$$

$$3) L = 4,5 \text{ m} < 8 \text{ m}$$

La 2^{ème} condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible } f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0,9\text{cm}$$

Propriété de la section :

Position de l'axe neutre : **y = 5,33 cm.**

Calcul du moment d'inertie de la section homogène :

$$yG = \frac{\frac{b \times h_0^2}{2} + (b_0 \times (h - h_0)) + (\frac{h - h_0}{2} + h_0) + 15Ad}{b \times h_0 + (b_0 \times (h - h_0)) + 15A}$$

$\Rightarrow y_G = 7,4cm$

$$I_0 = \frac{b_0}{3} y_G^3 + b_0 \times h \times \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2}\right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + n [A (d - y_G)^2 + A' (y_G - d')^2]$$

$\Rightarrow I_0 = 22505cm^4$ (I_0 c'est le moment d'inertie de la section totale)

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} \Rightarrow \rho = \frac{4,62}{10 \times 18} \Rightarrow \rho = 0.0256$$

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

$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i$ Déformation différée.

{	$E_i = 3 E_v =$	
	$= 32456,597 Mpa$	Module de déformation longitudinale instantanée du béton.
	$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} =$	
	$= 10818,86Mpa$	Module de déformation longitudinale différée du béton.

Contraintes :

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

Inerties fictives (I_f) :

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

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} ; I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} ; I_{f_{ip}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} ; I_{f_{vg}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g}$$

Evaluation des flèches :

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

{	$q_{jser} = 0.65 \times J \Rightarrow q_{jser} = 0.65 \times 2.80 = 2,47 KN/m$.(2.80 pour 16+4)
	$q_{gser} = 0.65 \times G \Rightarrow q_{gser} = 0.65 \times 5,38 = 3,497 KN/m$
	$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q) \Rightarrow q_{pser} = 0.65 \times (5.38 + 5) \Rightarrow q_{pser} = 6,747 KN/m$

{	$M_{gser} = 0,8 \times \frac{q_{gser} \times l^2}{8} \Rightarrow 0,8 \times \frac{3,497 \times 4,5^2}{8} \Rightarrow M_{gser} = 7,081KN.m$
	$M_{jser} = 0,8 \times \frac{q_{jser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 0,8 \times \frac{2,47 \times 4,5^2}{8} \Rightarrow M_{jser} = 5,001KN.m$
	$M_{pser} = 0,8 \times \frac{q_{pser} \times l^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 0,8 \times \frac{6.747 \times 4,5^2}{8} \Rightarrow M_{pser} = 13,66 KN.m$

$I_0 = 22505 cm^4 ; A_s = 4,62cm^2$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{(2 + 3 \times \frac{0.1}{0.65}) \times 0.0256} \Rightarrow \lambda_i = 1,662$$

$$\lambda_v = 0.4 \times 1,662 \Rightarrow \lambda_v = 0,665$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{5,001 \times (0.18 - 0.0533) \times 10^{-3}}{14362,276 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sj} = 66,163 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{7,081 \times 10^{-3} \times (0.18 - 0.0533)}{14362,276 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sg} = 93,70 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{13,66 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0533)}{14362,276 \times 10^{-8}} \Rightarrow \sigma_{sp} = 180,757 \text{ Mpa}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0256 \times 66.163 + 2.1} \Rightarrow \mu_j = 0.585$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0256 \times 93,70 + 2.1} \Rightarrow \mu_g = 0.685$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0256 \times 180,757 + 2.1} \Rightarrow \mu_p = 0.821$$

$$If_{ij} = \frac{1.1 \times 22505}{1 + (1,662 \times 0.585)} \Rightarrow If_{ij} = 12551,780 \text{ cm}^4$$

$$If_{ig} = \frac{1.1 \times 22505}{1 + (1,662 \times 0.685)} \Rightarrow If_{ig} = 11576,267 \text{ cm}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times 22505}{1 + (1,662 \times 0.821)} \Rightarrow If_{ip} = 10469,646 \text{ cm}^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times 22505}{1 + (0,665 \times 0.685)} \Rightarrow If_{vg} = 17007,952 \text{ cm}^4$$

$$f_{ji} = \frac{5,001 \times 10^{-3} \times 4,5^2}{10 \times 32456,60 \times 12551,780 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{ji} = 2,485 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{7,081 \times 10^{-3} \times 4,5^2}{10 \times 32456,60 \times 11576,267 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{gi} = 3,816 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{13,66 \times 10^{-3} \times 4,5^2}{10 \times 32456,60 \times 10469,646 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{pi} = 8,14 \text{ mm}$$

$$f_{vg} = \frac{7,081 \times 10^{-3} \times 4,5^2}{10 \times 10818,86 \times 17007,952 \times 10^{-8}} \Rightarrow f_{vg} = 7,792 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \Rightarrow \Delta f_t = 7,792 - 2,485 + 8,14 - 3,816 = 9,631 \text{ mm}$$

$\Rightarrow \Delta f = 9,631 \text{ cm} > f_{adm} = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée.}$

Le même travail aboutit aux résultats résumés dans les tableau en dessous :

Problème technique :

Pour le RDC + les entre sol , après les calculs, en augmente le ferrailage adopté en travée, avec un plancher (16+4), pour que la flèche soit vérifiée est **4HA12+1HA10 = 5,31 cm²** notre flèche est vérifiée .

Solution a vérifiée pour la flèche :

Tableau III.5 : la flèche

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
J	3,80	Mj	5,001	σ_{stj}	58,299	fji	2,227
g	5,38	Mg	7,081	σ_{stg}	82,539	fgi	3,396
						fgv	7,138
p	10,38	Mp	13,66	σ_{stp}	159,248	fpi	7,192

- $f = 8,707 < f_{adm} = 9 \text{ mm} \dots \dots \dots \text{la condition de la flèche est vérifier.}$

La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

.Le ferrailage des autres types des poutrelles est résumé dans le tableau suivant :

Tableau III.6 Ferrailage des différents types de poutrelles.

	Position	M ^{max} (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des sections (cm ²)
1 Etage inaccessible	Travée	15,061	0,05	0,064	0,175	2,47	1,41	3HA12+1HA10=4,18
	Appuis rive	-2,259	/	/	/	0,370	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	-7.717	0,167	0,229	0,163	1,36	0,217	2HA10=1,57
Etage courant	Travée	15,651	0,340	0,542	0,140	3,21	1,41	3HA12 = 3,39
	Appuis rive	-2,347	/	/	/	0,385	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	-8,289	0,180	0,250	0,162	1,47	0,217	2HA10=1,57
RDC+entre sol (commerciale)	Travée	24,29	0,082	0,107	0,172	4,058	1,41	3HA14=4,62
	Appuis rive	-3,643	0,079	0,102	0,172	0,608	0,217	1HA10=0,79
	Appuis int	-14,424	0,313	0,485	0,145	2,85	0,217	2HA12+1HA10=3,05

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Tableau III.7 Vérification au cisaillement.

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0,267ab_0 \cdot f_{c28}$	$\frac{V_{max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\frac{V_u b_1}{0.9 \times dbh_0} \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse inaccessible	15,102 < 108,14	0,839 < 3,33	3.84 > 0.434	3.84 > 1.310	0,986 < 3,33
Etage courant	15,754 < 108,14	0,875 < 3,33	3.84 > 0.453	3,84 > 1.325	1,028 < 3,33
RDC + entre sol	24,29 < 108,14	1,377 < 3,33	5,41 > 0,713	5,41 > 1.840	1,619 < 3,33
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vérifications des contraintes à ELS :

-Etat limite de compression du béton :

Tableau III.8 : Vérification des états limites de compression du béton.

Etage	Position	M _{ser} KN.m	As cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$		Observation
						σ_b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	
Terrasse inaccessible	Travée	10,976	3.05	4,39	10306,378	4,645	15	vérifiée
	Appuis riv	-1,644	0,79	2,664	3240,386	1,351	15	vérifiée
	Appuis int	-5,587	1.57	3,32	3352,346	5,533	15	vérifiée
Etage courant	Travée	11,320	3,39	4,611	11235,572	4,646	15	vérifiée
	Appuis riv	-1,697	0,79	2,664	3240,386	1,395	15	vérifiée
	Appuis int	-5,944	1.57	3,32	3352,346	5,886	15	vérifiée
RDC + entre sol	Travée	17,078	4,62	5,33	14362,276	6,338	15	vérifiée
	Appuis riv	-2,561	0,79	2,664	3240,386	2,105	15	vérifiée
	Appuis int	-10.035	3.05	4,39	10306,378	4,274	15	vérifiée

- Etat limite de déformation : $\Delta f \leq f_{adm}$

Tableau III.9 Vérification des états limites de déformation.

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage courant	RDC + entre sol
$q_{jser}(\text{KN/m})$	1,82	2,47	2,47
$q_{gser}(\text{KN/m})$	3,6855	3,497	3,497
$q_{pser}(\text{KN/m})$	4,3355	4,472	6,747
$M_{jser}(\text{KN.m})$	3,6855	5,001	5,001
$M_{gser}(\text{KN.m})$	7,463	7,081	7,081
$M_{pser}(\text{KN.m})$	8,779	9,056	13,66
$\sigma_{sj}(\text{MPa})$	53,989	89,569	58,299
$\sigma_{sg}(\text{MPa})$	109,327	126,811	82,539
$\sigma_{sp}(\text{MPa})$	128,609	162,167	159,248
$f_{ij}(\text{mm})$	1,813	3,231	2,227
$f_{ig}(\text{mm})$	4,444	5,021	3,396
$f_{ip}(\text{mm})$	5,389	6,755	7,192
$f_{vg}(\text{mm})$	8,833	9,568	7,138
$\Delta f(\text{mm})$	7,965	8,071	8,707
$f_{adm}(\text{mm})$	9	9	9

Remarque :

La flèche est vérifiée dans tous les cas , donc le ferrailage est satisfait.

Schémas de ferrailage des poutrelles :

Tableau III.10 Les schémas de ferrailage des poutrelles.

type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
Étage courant			
RDC + entre sol			

✓ **III.2 Etude de la dalle de compression**

On utilise des barres de type rond lisses de nuance $f_e = 235$ MPa

Selon le BAEL 91 (B.6.8, 423) la dalle de compression, sera armée par un quadrillage des barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles**

on a $50 \leq L_0 \leq 80$ avec L_0 : distance entre axe des poutrelles.

$$A_{\perp} = \frac{4 \times L_0}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.106 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Armatures parallèle aux poutrelles

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

D'après le (CBA) on adopte un ferrailage :

Soit : $A_{\perp} = 5\Phi 6/\text{ml} = 1,41 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 25cm ($St = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$).....vérifiée

$A_{//} = 4\Phi 6/\text{ml} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 25cm ($St = 25 \text{ cm} \leq 30 \text{ cm}$).....vérifiée

D'où on opte : un treillis soudé *TS* de maille carré (15×15) cm^2

*** Schéma de ferrailage du plancher à corps creux (16+4)**

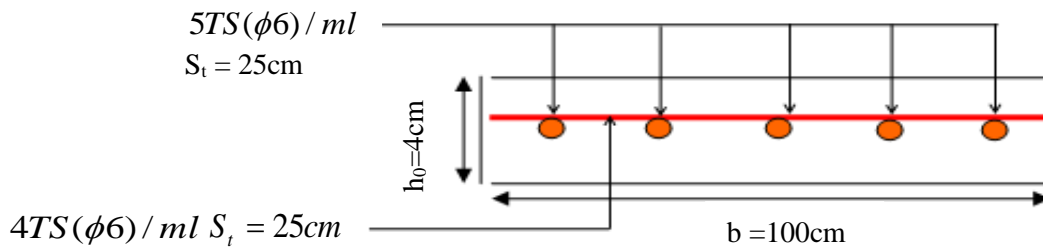


Figure III.3 Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

III.3. Etude des planchers dalles pleines :

Dans notre étude on prends les panneaux de dalle les plus sollicité et on ferraille les autres panneaux qui sont identique avec celui que on à trouvé.

✓ **Exemples des calcules :**

2.1. Dalle sur 3 appui (D2)

✓ **Caractéristique de la dalle :**

($L_x = 1.5 \text{ m}$) ; ($L_y = 1.65 \text{ m}$)

$G = 4,43 \text{ KN/m}^2$; $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \mathbf{0.909} > 0,4 \text{ (selon 2 sens } L_x \text{ et } L_y \text{)}$$

$$\circ \text{ à l'ELU} \begin{cases} \mu_x = 0.0456 \\ \mu_y = 0.7834 \end{cases}$$

$$\text{à l'ELS} \begin{cases} \mu_x = 0.0528 \\ \mu_y = 0.8502 \end{cases}$$

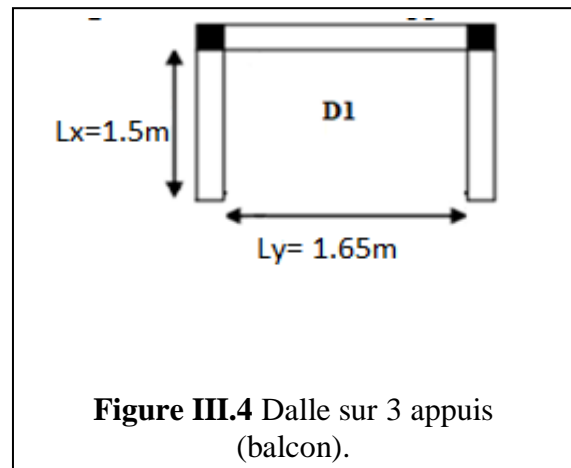


Figure III.4 Dalle sur 3 appuis (balcon).

❖ **Calcul a l'ELU**

✓ **Calcul de échargement.**

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 11,2305 \text{ KN/ml} \text{ . Donc : } \begin{cases} M_{0x} = 2,1019 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3,6307 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Calcul des moments corrigé(réel)

$$\begin{aligned} \text{Moments en travées} & \begin{cases} M_x^t = 0,85M_{0x} = 1,787 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,75M_{0y} = 3,086 \text{ KN.m} \end{cases} \\ \text{Moments en appuis} & \begin{cases} M_x^a = -0,4 \times M_{0x} = -0.841 \text{ KN.m} \\ M_y^a = -0,4 \times M_{0y} = -1,452 \text{ KN.m} \end{cases} \end{aligned}$$

✓ **Calcul de la section d'armatures :**

- Le ferrailage de la dalle plein du balcon se fera à la flexion simple pour une longueur de 1ml (b=1ml).
- F.P.N $c \geq 2 \text{ cm}$ soit $c = 2 \text{ cm}$ ce qui donne $d=e-c = 12-2 = 10 \text{ cm}$

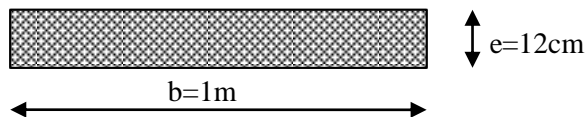


Figure III.5 Section de la dalle pleine à ferrailer.

• **Condition de non fragilité :**

Pour $e > 14 \text{ cm}$ et $\rho > 0,4$ donc :

$$\Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \times \frac{(3-\rho)}{2} \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times \frac{(3-0,909)}{2} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_x^{\min} = 1.170 \text{ cm}^2 \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 14 \Rightarrow A_y^{\min} = 1.12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau III.11 : Ferrailage de dalles sur 3 appuis des étages courant

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	1,787	0,012 6	0,015 9	0,099 3	0,517	1,170	4HA8=2,01	25
	Selon y	3,086	0,021 7	0,027 4	0,098	0,904	1,12	4HA8=2,01	25
En appuis	Selon x	0,841	0,005 9	0,007 4	0,099 7	0,2423	1,170	4HA8=2,01	25
	Selon y	1,452	0,007 1	0,008 9	0,119	0,349	1,12	4HA8=2,01	25

• **Vérification de ferrailage longitudinale**

$A_{ty} \geq A_{tx} / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$ vérifiée.
 $A_{ay} \geq A_{ax} / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2$ vérifiée.

• **Vérification sur le diamètre des barres**

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{120}{10} \Rightarrow \phi \leq 12 \text{ mm}$$

L'espacement St

Selon x-y : charge répartie et F.P.N $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$
 vérifiée.

Vérification à l'ELU :

➤ Cisaillement

$$V_u^x = \frac{q \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^x = \frac{11,2305 \times 1,5}{2} \times \frac{1,65^4}{1,5^4 + 1,65^4} = 5,615 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u^y = 4,14 \text{ KN}$$

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_{\max}}{b \times d} = \frac{5,615 \times 10^{-3}}{1 \times 0,1} = 0,05615 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = (0,07 \times f_{c28}) / 1,5 = 1,17 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification à l'ELS**

$$q_s = 7,93 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 1,484 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 2,563 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tableau III.12 Vérification des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{bc} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{bc} ≤ σ _{bc} ^{adm}
En travée	Selon x	1,261	2,172	2189,0 72	0,925	15	Vérifiée
	Selon y	2,179	2,172	2189,0 72	1,597	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	0,593	2,172	2189,0 72	0.205	15	Vérifiée
	Selon y	1,025	2,172	2189,0 72	0.271	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures

• **Vérification de contraint des aciers**

$$F.P.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times f_e; \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right] = 201,6 \text{ MPa.}$$

Avec η=1,6 (HA) et f_{tj}=0,6+0,06f_{cj}.

Tableau III.13 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	1,261	67,638	201,633	vérifiée
	Selon y	2,179	116,879	201,633	vérifiée
En appuis	Selon x	0,593	31,808	201,633	Vérifiée
	Selon y	1,025	54,980	201,633	Vérifiée

Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0,x}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{150} = 0,08 > 0,0425 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,00201 \leq 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Sens Y-Y :

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_y^t}{20 \times M_{0,y}}\right) \Leftrightarrow \frac{12}{165} = 0,073 > 0,0425 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 10} = 0,00201 < 0,005 \Rightarrow$ condition est vérifiée

Donc la flèche est vérifiée selon les deux sens (x et y).
- il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

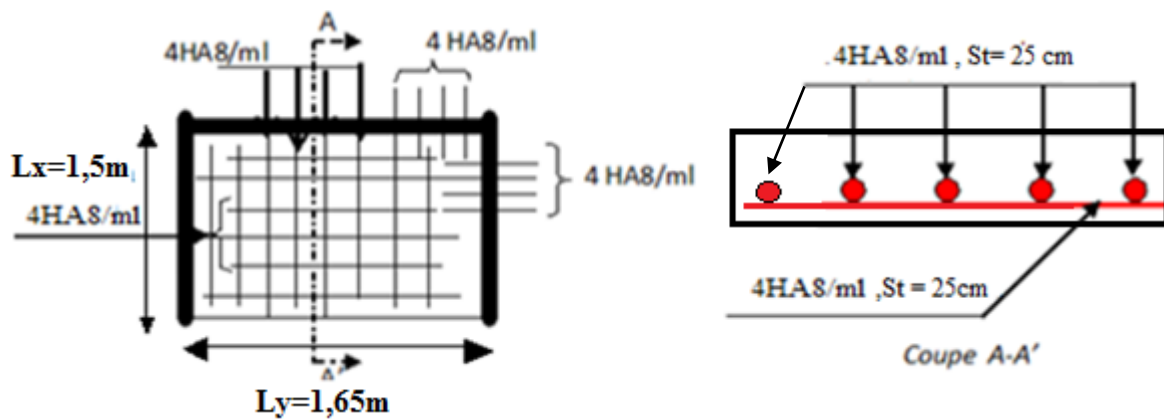


Figure.III.6 Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis (balcon étage courant)

3.2. Dalle sur 4 appuis (D3)

Calcul a l'ELU : $G = 5,93 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,3 > 0,4 \text{ (selon 1 seul sens } L_y)$$

✓ Calcul de chargement.

$$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1\text{ml} = 10,2555 \text{ KN/ml}$$

Donc :
$$\begin{cases} M_{0,x} = 2,953 \text{ KN.m} \\ M_{0,y} = 17,7215 \text{ KN.m} \end{cases}$$

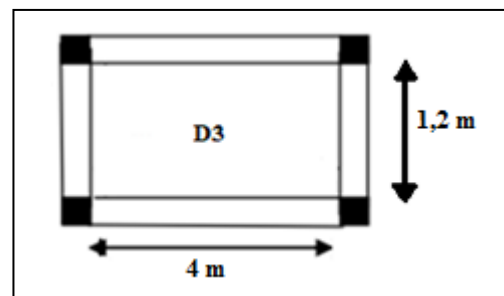


Figure III.7. Dalle sur 4 appuis

Tab III.14. Ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{Choisit} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	Selon x	2,21	0,010 8	0.013	0.119	0,533	1,512	4HA8=2.01	25
	Selon y	13,29	0.064	0.082	0.117	3,29	1,12	4HA12=4,52	25
En appuis	Selon x	1,47	0.007 1	0.0089	0.119	0,354	1,512	4HA8=2,01	25
	Selon y	8,86	0.043	0.054	0.117	2,176	1,12	3HA12=3,39	33

- Vérification sur le diamètre des barres

$$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14mm$$

L'espacement St

Selon x-y :

charge répartie et F.N $\Rightarrow St \leq \min (2e ; 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Vérification à l'ELU

- Cisaillement

$$*V_u^x = 6,104KN \Rightarrow V_u^y = 0,164KN$$

$$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,051MPa \leq \tau_{adm} = 1,17MPa \dots\dots\dots$$
 vérifiée.

-Pas risque de rupture par cisaillement .

- Vérification à l'ELS

$$qs = 7,43KN.m \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 2,139KN.m \\ M_{0y} = 12,839KN.m \end{cases}$$

Tableau III.15 Vérification des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPA)	σ_{bc}^{adm} (MPA)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
En travée	Selon x	1,60	2,405	3239,4	1,188	15	Vérifiée
	Selon y	9,62	3,41	6324,56	5,186	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	1,06	2,405	3239,4	0,787	15	Vérifiée
	Selon y	6,41	3,02	6772,29	2,858	15	Vérifiée

Etat limite d'ouverture des fissures

- Vérification de contraint des aciers

$$F.N \Rightarrow \sigma_{st} = \frac{15 \times M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \sigma_{st}^{adm}; \quad \sigma_{st}^{adm} = \min \left[\frac{2}{3} \times fe; (110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) \right] = 201,6MPa.$$

Tableau III.16 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	1,60	71,087	201,633	vérifiée
	Selon y	9,62	195,98	201,633	vérifiée
En appuis	Selon x	1,60	47,095	201,633	Vérifiée
	Selon y	6,41	127,494	201,633	Vérifiée

Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

$$1. \frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{120} = 0,1166 > 0,0375 \Rightarrow \text{la condition vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,00167 \leq 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

sensY-Y :

$$1. \frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{400} = 0,035 \leq 0,0375 \Rightarrow \text{la condition n'est pas vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,01}{100 \times 11} = 0,00376 < 0,005 \Rightarrow \text{condition est vérifiée}$$

La vérification de la flèche est nécessaire tableau suivant illustre le résultat du calcul de la flèche de la dalle D3.

Tableau III.17 Vérification de la flèche à l'ELS.

Paramètre	Moment (KN.m)			Contraint (Mpa)			Les flèches (mm)				La condition
	M _g ^{Ser}	M _j ^{Ser}	M _p ^{Ser}	σ _{st} ^g	σ _{st} ^j	σ _{st} ^p	f _{gv}	f _{ji}	f _{pi}	f _{gi}	f ≤ f _{adm}
D1	8,895	5,25	11,15	181,17	106,928	226,99	7,46	1,009	4,74	3,78	7,41 ≤ 8 Vérifiée

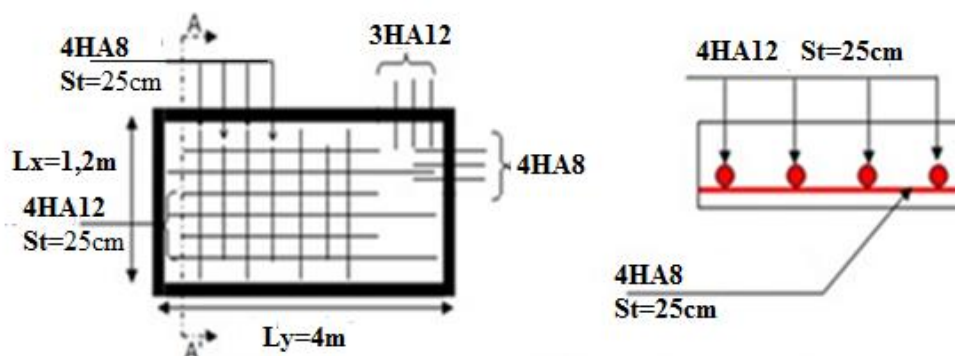


Figure.III.8 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 4 appuis.

3.3. Dalle sur 3 appui (D2)

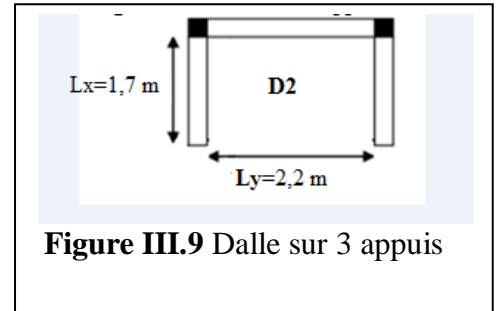
$G = 5,93 \text{ KN/m}^2 ; Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,772 > 0,4$ (selon 2 sens L_x et L_y)

Calcul a l'ELU

$q_u = (1,35G + 1,5Q) \times 1 \text{ ml} = 10,2555 \text{ KN/ml}$

Donc : $\begin{cases} M_{0x} = 4,55 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 5,998 \text{ KN.m} \end{cases}$



Position	Sens	M KN.m	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{Cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{Choisit}$ (cm^2/ml)	St (cm)
En travée	Selon x	3,867	0,0189	0,0239	0,119	0,935	1,247	4HA8=2.01	25
	Selon y	5,098	0,0249	0,0316	0,118	1,237	1,12	4HA8=2.01	25
En appuis	Selon x	1,82	0,0089	0,0112	0,119	0,438	1,247	4HA8=2,01	25
	Selon y	2,399	0,0117	0,0148	0,119	0,578	1,12	4HA8=2.01	25

• Vérification sur le diamètre des barres

$\phi \leq \frac{e}{10} = \frac{140}{10} \Rightarrow \phi \leq 14 \text{ mm}$

Vérification à l'ELU

➤ Cisaillement

$*V_u^x = 5,811 \text{ KN} \Rightarrow V_u^y = 3,931 \text{ KN}$

$\tau_{bu}^{max} = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,0484 \text{ MPa} \leq \tau_{adm} = 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$

-Pas risque de rupture par cisaillement .

• Vérification à l'ELS

$q_s = 7,43 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 3,296 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 4,345 \text{ KN.m} \end{cases}$

Tableau III.18 Vérification des états limites de compression du béton.

Position	Sens	M_{ser} KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^{adm} (MPa)	Observation $\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^{adm}$
En travée	Selon x	2,802	2,405	3239,4	2,08	15	Vérifiée
	Selon y	3,693	2,405	3239,4	2,741	15	Vérifiée
En appuis	Selon x	1,318	2,405	3239,4	0,978	15	Vérifiée
	Selon y	1,738	2,405	3239,4	1,29	15	Vérifiée

Tableau III.19 Vérification des états limite d'ouverture des fissures.

Position	Sens	M _{ser} KN.m	σ _{st} (MPa)	σ _{st} ^{adm} (MPa)	Observation σ _{st} ≤ σ _{st} ^{adm}
En travée	Selon x	2,802	124,49	201,633	vérifiée
	Selon y	3,693	164,078	201,633	vérifiée
En appuis	Selon x	1,318	58,558	201,633	Vérifiée
	Selon y	1,738	77,218	201,633	Vérifiée

Etat limite de déformation (la flèche)

Sens x-x :

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{170} = 0,082 > 0,0425 \Rightarrow$ la condition vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0,00167 < 0,005 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.

Sens Y-Y

1. $\frac{h}{l_y} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_y}{20 \times M_{0y}}\right) \Leftrightarrow \frac{14}{220} = 0,0636 > 0,056 \Rightarrow$ la condition est vérifiée.
2. $\frac{A}{b \times d_y} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2.01}{100 \times 12} = 0,00167 < 0,005 \Rightarrow$ condition est vérifiée

Donc il n'est pas nécessaire de vérifiée la flèche.

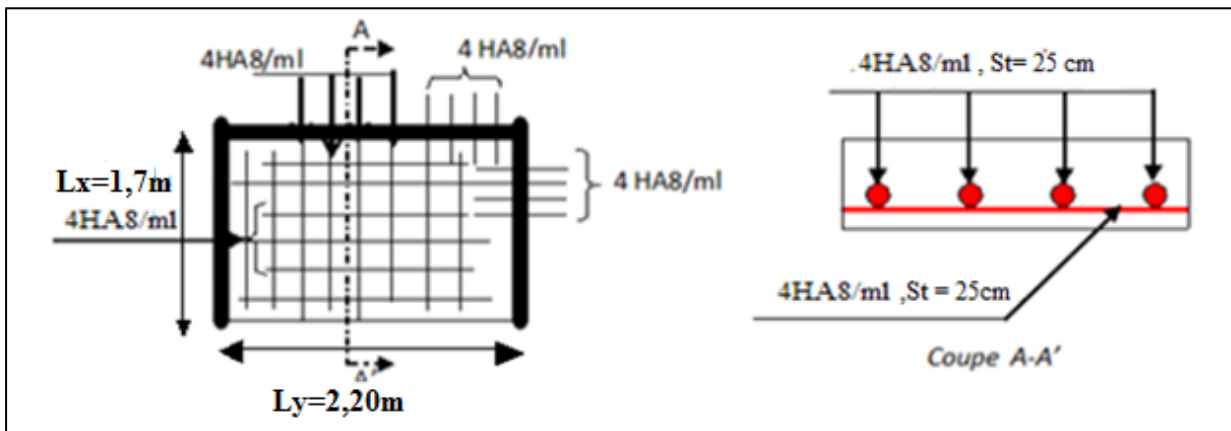


Figure.III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle sur 3 appuis.

III.4. Etude de l'acrotère :

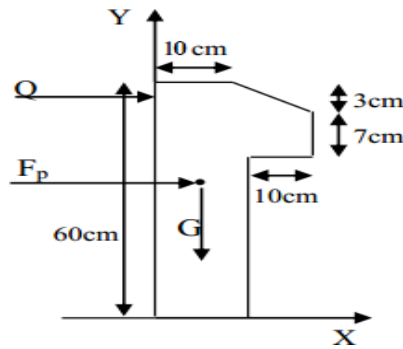


Figure III.11. Coupe transversale de l'acrotère.

Notre bâtiment comporte une terrasse inaccessible délimitées par un acrotère il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre lui-même et la forme de ponté contre la forme de ponté Contre l'infiltration des eaux pluviale.

Il est considéré comme une console verticale encastrée a ça Base Soumis à son poids propre G une force latérale due a l'effort Fp et une charge horizontale Q due à la main courante.

a) Hypothèse de calcul

- ❖ Le calcul se fait pour une bande de 1 ml.
- ❖ Type de fissuration est préjudiciable.
- ❖ Le calcul se fait à la flexion composée.

/	Q (KN/ml)	G0 (KN/ml)	G1 (KN/ml)	Wp (KN/ml)	Fp (KN)
Terrasse inaccessible	1	1.725	0.54	2.265	1.0236

b) Evaluation des charges et surcharges

- ❖ Le poids propre : $G_t = 2.265 \text{ KN/ml}$
- ❖ La charge d'entretien Q : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.
- ❖ La force sismique Fp: $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p \dots \dots \dots \text{RPA99 (Art 6.2.3)}$

c) La force sismique :

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} A: \text{coefficient d'accélération} = 0,15 \text{ (Zone IIa)} \\ C_p: \text{Facteur de force horizontale} = 0,8 \text{ (éléments en console)} \\ W_p = G_0 + G_1 = 2,265 \text{ KN/m} \end{array} \right.$

D'ou $F_p = 1,0872 \text{ KN}$

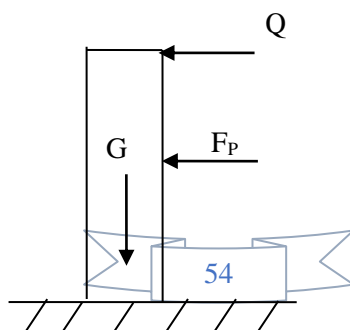


Figure III.12 Schéma des sollicitations dans l'acrotère.

Calcul de centre de gravité de la section $G(X_G; Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_G = 6.204cm$$

$$Y_G = \frac{\sum Y_i A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 33.025cm$$

Calcul des sollicitations

$$Q = 1KN, G = N_G = W_p = 2,265KN; \quad M_G = 0 KN.m$$

L'acrotère est sollicité par : $M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 = 0,6 KN.m$

$$M_{Fp} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{Fp} = 1,0872 \times 0,33025 = 0,359 KN.m.$$

Les combinaisons d'action : Tableau III.20 Combinaisons d'actions de l'acrotère.

/	ELU accidentel	E L U	E L S
Sollicitations	G + Q + E	1.35G + 1.5Q.	G + Q.
N (KN)	2,265	3,057	2,265
M (KN.m)	0.96	0.9	0,6

Calcul de l'excentricité à l'état accidentel

$$e_1 = \frac{M_{ELA}}{N_{ELA}} = \frac{0.96}{2,265} \Rightarrow e_1 = 0.424 m \quad ; \quad \frac{h}{6} = \frac{0,6}{6} = 0,10m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est partiellement comprimée.

Les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifié vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement). On remplace l'excentricité réelle ($e = \frac{M}{N}$) par une excentricité totale de calcul $= e_1 + e_2 + e_a$

$$e_a = \max(2cm; \frac{h}{250}); \dots\dots\dots\text{CBA93 (Article A.4.3.5)}$$

avec : h = hauteur de l'acrotère = 60cm $\Rightarrow e_a = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$

$$e_2 = \frac{3 l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4}$$

Avec : l_f :Longueur de flambement $l_f = 2h = 2 \times 0.6 = 1.2m$

h_0 : Hauteur de la section $h_0 = 10cm$; $\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0$

ϕ : Rapport de la déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée généralement égale à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2 \times 2}{0.1 \times 10^4} = 0,00864 \text{ m} = 0,864 \text{ cm}.$$

D'où : $e = 42,4 + 0.864 + 2 = 45,264 \text{ cm} = 45,5 \text{ cm}.$

Les sollicitations de calcul deviennent :

Ferrailage de l'acrotère

$$\begin{cases} N_u = 2,265 \text{ KN} \\ M_u = N_u \times e = 2,265 \times 0.455 = 1,031 \text{ KN.m} \end{cases}$$

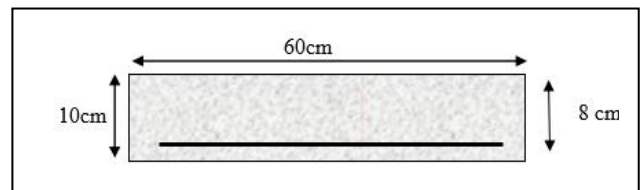


Figure III.13 Schéma statique de l'acrotère.

• **Calcul à l'ELU**

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis la vérification des contraintes se fera à l'ELS.

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la

flexion simple pour une section rectangulaire $b \times h_0$ soumise à un moment égal à :

$$M_f = M_u + N_u \times (d - \frac{h_0}{2}) = 1,031 + 2,265 \times (0,08 - \frac{0,1}{2}) \Rightarrow M_f = 1,099 \text{ KN.m.}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1,099 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,0121$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 ;$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = 0,015$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,08m .$$

$$A_T = \frac{M_f}{z \times f_{st}} = \frac{1,099 \times 10^{-3}}{0,08 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2 .$$

-Calcul à la Flexion composée :

- N_u est un effort de compression

$$\Rightarrow A_s = A_T - \frac{N_u}{f_{st}} \quad A_s = 0,39 \times 10^{-4} - \frac{2,265 \times 10^{-3}}{348} = 0,3249 \text{ cm}^2 .$$

a) Vérification à l'ELU

▪ Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,966 \text{ cm}^2 > A_s \Rightarrow \text{On adapte : } A_s = \mathbf{4HA8=2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} .$$

▪ Armature de répartition

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = \mathbf{4HA8 = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}} .$$

▪ Espacement

$$\left. \begin{array}{l} \text{Armatures principales : } S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } \mathbf{S_t=25 \text{ cm}} . \\ \text{Armatures de répartitions : } S_t \leq \frac{80}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } \mathbf{S_t=25 \text{ cm}} . \end{array} \right\}$$

▪ Vérification au cisaillement

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

$$\tau \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28}; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq \bar{\tau} = \min(2,5 ; 4 \text{ Mpa}) \Rightarrow \tau \leq 2,5 \text{ Mpa} .$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1,0872 + 1 \Rightarrow V_u = 2,0872 \text{ KN} .$$

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau = \frac{2,0872 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} = 0,02609 < \bar{\tau} = 2,5 \rightarrow \text{Vérfié.}$$

b) Vérification à l'ELS Les vérifications à effectuer dans le cas de fissuration préjudiciable sont : 1. Contrainte limite de l'acier. 2. Contrainte limite du béton.

$$d = 8 \text{ cm} ; N_{ser} = 2.265 \text{ KN} ; M_{ser} = 0.6 \text{ KN.m} ; \eta = 1,6 \text{ pour les HR} .$$

Contrainte limite de l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t} ; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t} .$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa} .$$

On a F.N $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{ Mpa}$.

▪ **Position de l'axe neutre**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0,6}{2,265} = 0,265 \text{ m} > \frac{h_0}{2} = \frac{0,1}{2} = 0,050 \text{ m} \Rightarrow \text{Le centre de pression se trouve}$$

à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la Section est partiellement comprimée.

▪ **Position de centre de poussée**

D'après la convention de singe illustrée par le schéma à coté on a :

$$y = y_c + c \dots c = e_0 - \frac{h}{2} \Rightarrow 0,5 - 0,28 = -0,23 \text{ m}$$

On a N (compression) donc $c = -0,23 \text{ m}$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivant : $y_c^3 + p \times y_c + q = 0$.

$$P = -3c^2 - 90 \frac{A'}{b} (c - d') + 90 \frac{A}{b} (d - c). \quad P = 55,92 \text{ m}^2.$$

$$q = -2c^3 - 90 \frac{A'}{b} (c - d')^2 - 90 \frac{A}{b} (d - c)^2. \quad q = -17,360 \text{ m}^2.$$

◦ $y_c^3 + 55,92 \times y_c - 17,36 = 0$. Par tâtonnement ; $y_c = 0,31 \text{ m}$ donc $y = 0,08 \text{ m}$

$$\mu_t = \frac{b y^2}{2} - 15 A (d - y) = \frac{1 \times 0,08^2}{2} - 15 \times 2,01 \times 10^{-4} (0,08 - 0,08) = 3,2 \times 10^{-3} \text{ m}^3$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,08 \times 2,265 \times 10^{-3}}{3,2 \times 10^{-3}} = 0,0566 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sc} = 15 \times \frac{2,265 \times 10^{-3}}{3,2 \times 10^{-3}} \times (0,08 - 0,08) = 0 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{st} = 0 \text{ MPA} < \bar{\sigma}_{st} = 201,6 \text{ MPA}$$

-La condition est verifiee.

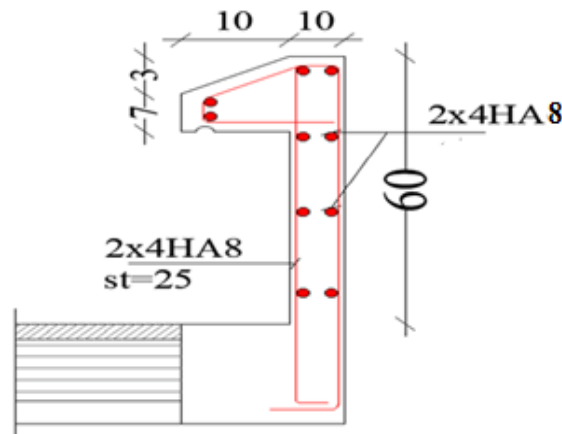


Figure III.14 Schéma de ferrailage de l'acrotère .

III.5- Etude des poutres de chainages :

Définition : D'après l'article CBA 93 (B6.8.3), les poutres de chainages sont des poutres en béton armé soit horizontale ou verticale, jouant un rôle porteur des poutrelles ou du corps creux . Dans notre cas on aura besoins des poutres de chainages horizontales, elles supportant des murs en béton ou en maçonnerie .

Dimensionnement :

On adopte : **h = 30cm ; b = 30cm.**

.Calcul des sollicitations :

La poutre de Chainage est considérée comme Etat simplement appuyée, soumise à une charge répartie due à son poids propre et une partie du plancher à corps creux.

$$L_{plancher} = 0.65 \text{ m (sans contraire de la disposition des poutrelle)}$$

✓ Poids propre de la poutre : $G_p = 25 \times 0,3 \times 0,3 = 2,25 \text{ KN/ml.}$

✓ Poids des murs : $P_m = 2.67 \times (3,06-0,3) \Rightarrow P_m = 7,36 \text{ KN/m.}$

✓ Poids du plancher : $G_{plancher} = 5,38 \text{ KN/m}^2$; $Q_{plancher} = 1,5 \text{ KN/m}^2.$

Combinaison de Charge :

Etage courant :

ELU : $q_u = 1,35 \times (5,38 \times 0.65 + 9,61) + 1,5 \times (1,5 \times 0.65 + 0.45) = 19,83 \text{ KN/ml}$

ELS : $q_s = (5,38 \times 0.65 + 9,61) + 1,5 \times 0.65 + 0,45 = 14,532 \text{ KN/ml}$

-Calcul à ELU :

$$M_u = q_u \frac{L_{max}^2}{8} = 22,31 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_t^u = 0,85 \times M_u = \mathbf{18,97 \text{ KN.m}}$$

$$M_a^u = -0,5 \times M_u = \mathbf{-11,16 \text{ KN.m}} \quad ; \quad V_u = q_u \times \frac{L_{max}}{2} = \mathbf{29,75 \text{ KN.}}$$

-Calcul à ELS :

$$M_s = q_s \frac{L_{max}^2}{8} = 16,35 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_t^s = 0,85 \times M_s = \mathbf{13,9 \text{ KN.m}}$$

$$M_a^s = -0,5 \times M_s = \mathbf{-8,18 \text{ KN.m}}$$

Ferraillage : Le calcul des armateurs se fait à la flexion simple et les résultats sont résumés dans le tableau suivant : on a FPN on adopte d= 28 cm.

Tableau III.21 Ferraillage longitudinales de la poutre de chainage.

Etage courant	M _u KN.m	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{Cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{Choisit} (cm ² /ml)
En travée	18,97	0,017	0,021	0,277	1,96	1,01	3HA10 = 2,36
En appuis	-11,16	0,01	0,013	0,278	1,15	1,01	3HA10 = 2,36



➤ **Vérifications à ELU :**

✓ **Effort tranchant**

$$\tau_U = \frac{29,75 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,354 \text{MPa} < \bar{\tau}_U = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5) = 3,33 \text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

✓ **Calcul des armatures transversales :**

Selon le (Art A.7.2,2) BAEL91/99 :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) = 10 \text{mm.}$$

Soit un cadre HA8 plus un étrier HA8 $\Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$.

✓ **L'espacement (CBA art A.5.1.2.2)**

1) $S_t \leq \min(0,9d, 40 \text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 25,2 \text{cm.}$

2) $S_t \leq \frac{A_t \times 0,8 \times f_e}{b(\tau_u - 0,3 \times f_{t28})} \Rightarrow S_t \leq 0 \text{cm.}$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow S_t \leq 67 \text{cm.}$

D'après l'article 9.3.3 de RPA2003 exige un espacement $S_t \leq \min(h ; 25 \text{ cm})$.

on prend $S_t = 15 \text{ cm.}$

➤ **Vérification à l'ELS**

Tableau III.22 Vérifications des états limites de compression du béton de la poutre chaînage.

/	M ^s (KN. m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	obs
En Travée	13,9	7,034	19041,112	5,13	15	Verifier
En Appuis	-8,18	7,034	19041,122	3,02	15	Verifier

.Contrainte limite de l'acier

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y_{ser}}{\mu_t}; \sigma_{st} = 15 \times \frac{N_{ser} \times (d - y_{ser})}{\mu_t}.$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{Mpa.}$$

On a F.N $\Rightarrow \bar{\sigma}_{st} = \min(\frac{2}{3} f_e; 110 \times \sqrt{\eta \times f_{t28}}) = \min(266,67; 201,6) = 201,6 \text{Mpa.}$

✓ **Vérification de la flèche**

1. $\frac{h}{l} \geq \max(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 \times M_0}) \Leftrightarrow \frac{30}{300} = 0,1 > 0,085 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$

2. $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{2,26}{30 \times 28} = 0,00269 < 0,0105 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$

3. $L = 3\text{m} < 8\text{m}$ la condition est vérifiée.

- La flèche est vérifiée, donc le ferrailage est satisfait.

-Le schéma de ferrailage (poutre de chaînage) :

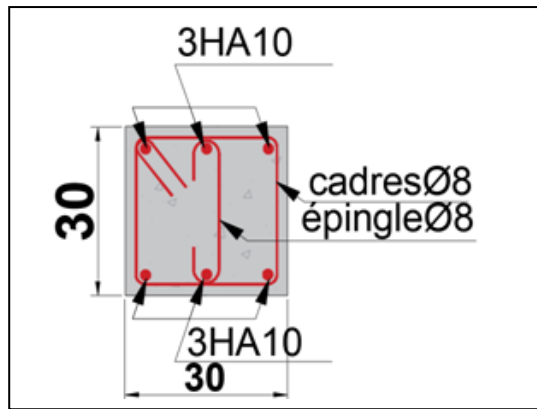


Figure III.15 : Ferrailage de la Poutre de chaînage

III.6. Etude des escaliers

III.6.1. ESCALIERS : .étages courants (type 1)

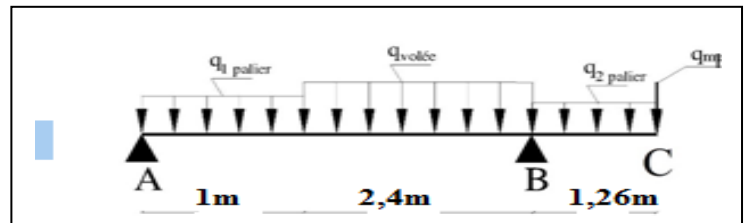
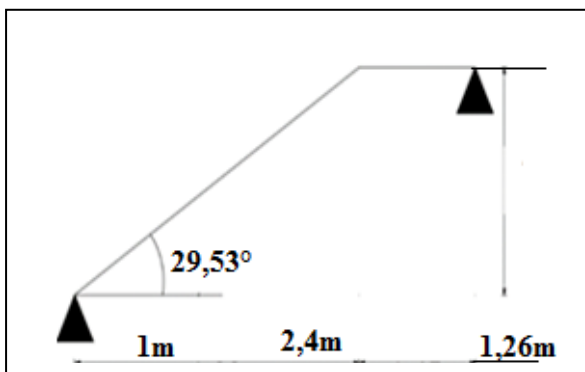


Figure III.16 Schéma d'une volée 1 d'étage courant

Palier: $G_p = 5,18 \text{KN/m}^2$. $Q_{v,p} = 2,5 \text{ KN/m}^2$

Volée : $G_v = 8,34 \text{KN/m}^2$

❖ **Combinaison de charges**

✓ Sur la volée 1 et 2 :

ELU : $q_v^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 8,34] + [1,5 \times 2,5] = 15,01 \text{KN/ml}$.

ELS : $q_v^s = G + Q = [8,34 + 2,5] = 10,84 \text{KN/ml}$.

✓ Sur la palier :

ELU : $q_p^u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = [1,35 \times 5,18] + [1,5 \times 2,5] = 10,743 \text{KN/ml}$.

ELS : $q_p^s = G + Q = [5,18 + 2,5] = 7,68 \text{KN/ml}$.

• **Réaction d'appuis :** le calcul se fera par la méthode RDM.

$$\sum F_V \Rightarrow R_A + R_B = [(1,26 + 1) \times q_p] + [2,4 \times q_v]$$

$$R_A + R_B = [2,26 \times 10,743] + [2,4 \times 15,01] = 60,30 \text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

ELU :

$$\Rightarrow R_B = \frac{[(q_p^u \times 5,578) + (5,28 \times q_v^u)]}{3.4} = \frac{[(10,743 \times 5,578) + (5,28 \times 15,01)]}{3.4}$$

$$\Rightarrow R_B^u = 40,93 \text{ KN} ; R_A^u = 19,38 \text{ KN}$$

ELS : de la même manière que l'ELU on trouve :

$$\Rightarrow R_B^s = 29,43 \text{ KN} ; R_A^s = 13,95 \text{ KN}.$$

• **Effort tranchant et moment fléchissant :**

Calcul par la méthode des sections

✓ **Tronçon 1 :**

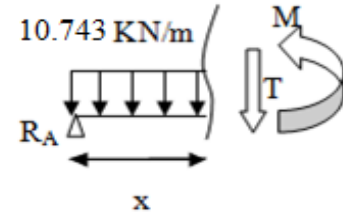
✓ $0 \leq x \leq 1 \text{ m}$

$$T(x) = R_A - 10,743x = 19,38 - 10,743x$$

$$T(0) = 19,38 \text{ KN} \quad T(1) = 8,637 \text{ KN}$$

$$M(x) = 19,38x - 10,743 \frac{x^2}{2}$$

$$M(0) = 0 \text{ KN.m} \quad M(1) = 14 \text{ KN.m}$$



$$\text{ELU} \begin{cases} T(\text{max}) = 19,38 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} T(\text{max}) = 13,95 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 10,11 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 2 :

$$1 \leq x \leq 3.4 \text{ m}$$

$$T(x) = R_A - 10,743 \times 1 - 15,01(x - 1)$$

$$M(x) = 19,38x - 10,743(x - 0,5) - 15,01(x - 1)^2/2$$

$$\text{ELU} \begin{cases} T(\text{max}) = -27,387 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = 14 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Tronçon 3 :

$$0 \leq x \leq 1.26 \text{ m}$$

$$T(x) = 10,743x$$

$$M(x) = -10,743x^2/2 = -5,371x^2$$

$$\text{ELU} \begin{cases} T(\text{max}) = -13,536 \text{ KN} \\ M(\text{max}) = -8,52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

On trouve : $M^{\text{max}}(1) = M_0 = 14 \text{ KN.m}$; $V^{\text{max}} = R_B = 40,93 \text{ KN}$.

• **Calcul des moments réels**

$$M_t^{\text{max}} = 0.85 \times 14 = 11,90 \text{ KN.m} \quad ; \quad M_a^{\text{max}} = -0,5 \times 14 = -7 \text{ KN.m}$$

Ferrailage : Le ferrailage se fera en flexion simple pour une section $(b \times h) = (100 \times 15) \text{ cm}^2$. les résultats sont résumés dans le tableau suivant : soit FPN; $e = 15 \text{ cm}$; $C = 2 \text{ cm}$. $d = 13 \text{ cm}$.

Tableau III.23 Résultats des ferrillages des volées 1-3 des l'étages courants.

Zone	M _u (KNm)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	11,90	0.049	0.06	0,127	2.69	1,569	3HA14=3.08	25
En appui	-7	0.029	0.04	0,128	1,57	1,569	4HA8=2.01	25

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrillage est satisfait.

✓ **Vérifications**

✓ **Calcul à ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant :**

- $V^{max} = 40,93 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{40,93 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,315 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$= 1,167 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales (ya pas risque de cisaillement).

✓ **Calcul des armatures de répartition:** on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.08}{4} = 0.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml.

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on opte : 3HA8/ml = 1.51 cm²/ml.

✓ **Vérification des espacements:** on a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

En appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots\dots\dots$ vérifiée.

❖ **Calcul à l'ELS**

ELS : de la même manière que à l'ELU on trouve :

$\Rightarrow R_B^S = 29,43 \text{ KN}$; $R_A^S = 13,95 \text{ KN}$. $M_0 = 10,11 \text{ KN.m}$

$M_t^{max} = 8,593 \text{ KN.m}$; $M_a^{max} = -5,055 \text{ KN}$.

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \sigma_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$.

$q_p^s = G + Q = (5,18 + 2,5) \times 1 = 7,68 \text{ KN/ml}$.

$q_v^s = G + Q = (8,34 + 2,5) \times 1 = 10,84 \text{ KN/ml}$.

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant

Tableau III.24 Vérification de l'état limite de compression du béton.

/	Mser(Kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ' _{bc} (MPa)	Observation
En travée	8,593	3,034	5519,585	4,723	15	Vérifiée
En appuis	-5,055	2,514	3844,812	3,305	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_x^t}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{340} = 0,044 > 0,0424 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,08}{100 \times 13} = 0,00237 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont satisfaites, donc pas besoin de vérifier la flèche.

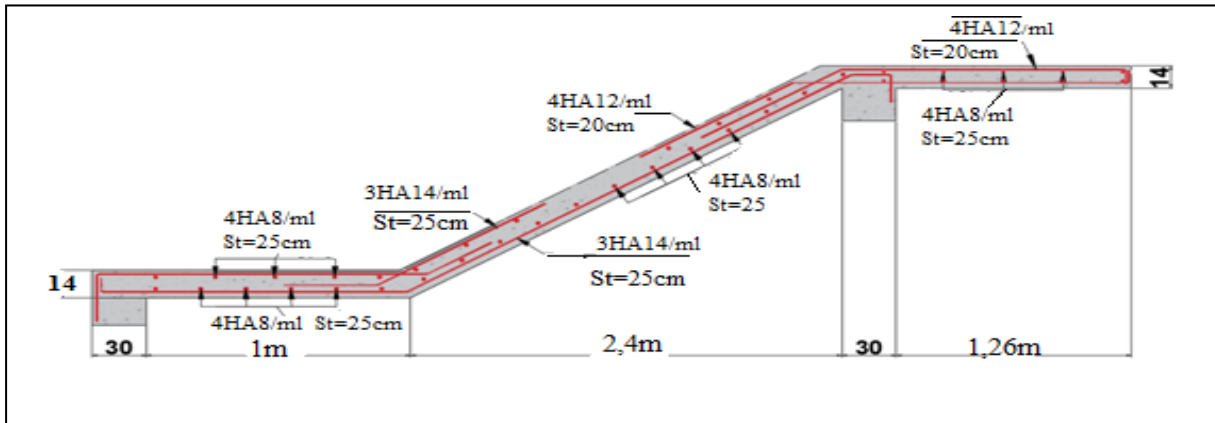
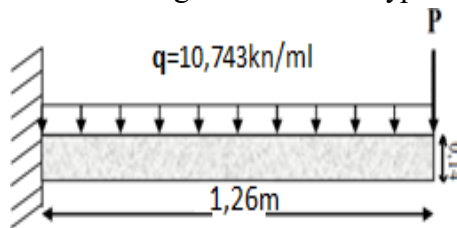


Figure III.17 :

Schéma de ferrailage de l'escalier type 1 étage courant (volée).



III. 7 Etude de palier de repos :

C'est une dalle sur un seul appui travaille comme une console soumise a la flexion simple

$$G_p = 5,18 \text{KN/m}^2 \cdot Q_p = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

La charge qui revient sur le palier :

ELU :

$$q_p = 1,35 G_p + 1,5 Q_p = 10,743 \text{ KN/ml}$$

pois de mure : $P_u = 1,35 \times G_{mur} \times H_{mu} \times 0,75$

$$P_u = 7,866 \text{ KN}$$

ELS:

$$q_p = G_p + Q_p = 7,68 \text{KN/m}$$

$$P_s = G_{mur} \times H_{mur} \times 0,75 = 5,827 \text{KN}$$

Par la méthode de RDM on trouver :

1. Calcul des moments à L'ELU et L'ELS :

$$M_u = - \left[\frac{10,743 \times 1,26^2}{2} + 7,866 \times 1,26 \right] = -18,439 \text{ KN.m/ml}$$

$$M_s = - \left[\frac{7,68 \times 1,26^2}{2} + 5,827 \times 1,26 \right] = -13,438 \text{ KN.m/ml}$$

2. Calcul l'effort tranchant

$$V_u = 10,743 \times 1,26 + 7,866 = 21,402 \text{ KN};$$

$$V_s = 7,68 \times 1,26 + 5,827 = 15,504 \text{ KN}$$

a) Ferrailage

✓ **Ferrailage longitudinale**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25 Résultats des ferrailages palier de l'étages courants.

Zone	M _u (KNm/ml)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Travée	-18,439	0,077	0,100	0,125	4,239	1,57	6HA10=4,71	25

✓ **Armatures de répartition**

$$A_r \geq \frac{A_{t \text{ adopté}}}{4} = \frac{4,52}{4} = 1,13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ soit } A_r = 4\text{HA8}/\text{ml}$$

$$= 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ et } S_t = 25\text{cm.}$$

✓ **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{21,402 \times 10^{-3}}{1 \times 0,12} = 0,165 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_{bu} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1,17 \text{ MPa} \text{ condition vérifiée.}$$

→ Pas de risque de cisaillement, donc on aura pas besoin des armateurs transversales.

✓ **Espacement des armatures**

Armatures principales : S_t = 20cm ≤ min (2 e, 20cm) = 20cmcondition vérifiée.

Armatures secondaires: S_t = 25cm ≤ min (3 e, 33cm) = 33cm.....condition vérifiée.

b) Calcul à l'ELS

✓ **Vérification des contraintes dans le béton**

Comme la fissuration est peu nuisible et A' est nulle, donc on ne vérifie que :

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

As = 4,52cm²; M_{ser} = 13,438 KN.m; y = 3,575 cm ; I = 7545,741 cm⁴.

$$\sigma_{bc} = \frac{13,438 \times 3,575}{7545,471} \times 10^3 = 6,367 \text{ MPa} \leq \overline{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

✓ Vérification de la flèche

1. $\frac{h}{l_x} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{1}{20}\right) \Leftrightarrow \frac{0,14}{1,26} = 0,119 > 0,05 \Rightarrow$ la condition vérifiée.

2. $\frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{4,52}{100 \times 12} = 0,0035 < 0,005 \Rightarrow$ la condition vérifiée

3. $L \leq 8m \Leftrightarrow L = 1,26 < 8m \dots \dots \dots$ la condition vérifiée

Les conditions de flèche est vérifiée donc sa sera pas nécessaire de vérifiée la flèche.

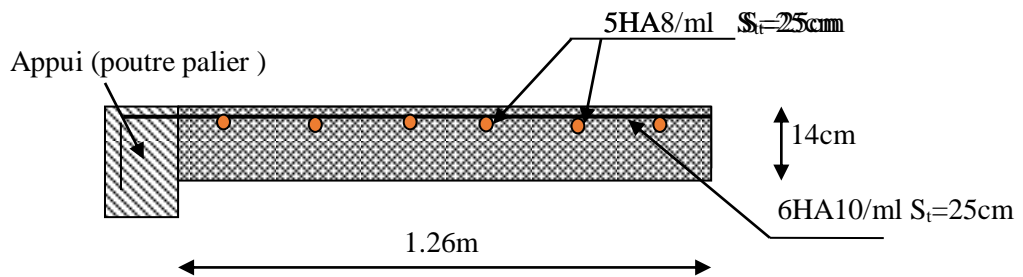


Figure III.18 Schéma de ferrailage de palier de repent étages courants

4. Etude de la poutre palière :

4.1. Pré dimensionnement de la poutre palière :

C'est un élément porteur horizontal en béton armé, qui a pour rôle de supporter le palier de l'escalier, et le transmettre aux poteaux. Le pré dimensionnement de cette poutre revient à déterminer (b x h).

Figure III. 21. Schéma statique de la poutre palière.

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

$L_{max} = 3,15 - 0,3 = 2,85$

$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \Leftrightarrow 19 \leq h \leq 28,5 \text{ cm}$

Vérification des exigences du RPA99/2003 (Art 7.5.1) : $\begin{cases} h \geq 30 \\ b \geq 20 \\ h/b \leq 4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} h = 30 \text{ cm} \\ b = 30 \text{ cm} \end{cases}$

4.2. Définition des charges :

La poutre palière est soumise à :

- Son poids propre : $g_0 = 25 \times 0,30 \times 0,30 = 2,25 \text{ KN/m}$.
- Charge transmise de la palliasse : $R_B = \begin{cases} \text{ELU} : R_B = 40,93 \text{ KN.} \\ \text{ELS} : R_B = 29,43 \text{ KN.} \end{cases}$
- Charge d'exploitation : $q_0 = 2,5 \times b = 0,75 \text{ KN/m}$.
- Moment de torsion $M_{\text{torr}} = M_B \times l/2$ provoqué par la flexion de la paillasse.

4.3. Calcul des sollicitations :

A. Calcul à la flexion simple : $q =$

$\begin{cases} \text{ELU} : q_u = 1,35 \times g_0 + R_B + 1,5 \times q_0 = 45,0925 \text{ KN.} \\ \text{ELS} : q_s = g_0 + R_B + q_0 = 32,43 \text{ KN.} \end{cases}$

- Les moments : $q = \begin{cases} \text{ELU : } M_u^0 = \left(\frac{q_u \times l^2}{8}\right) = \left(\frac{45,0925 \times 2,85^2}{8}\right) = 45,783 \text{ KN.m} . \\ \text{ELS : } M_s^0 = \left(\frac{q_s \times l^2}{8}\right) = \left(\frac{32,43 \times 2,85^2}{8}\right) = 32,927 \text{ KN.m} . \end{cases}$
- travée = $\begin{cases} \text{ELU : } M_t = 0,85M_u^0 = 38,915 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_t = 0,85M_s^0 = 27,987 \text{ KN.m} \end{cases}$
- appui = $\begin{cases} \text{ELU : } M_a = -0,5M_u^0 = -22,891 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_a = -0,5M_s^0 = -16,463 \text{ KN.m} \end{cases}$
- L'effort tranchant : $V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 45,092 \times 2,85/2 = 64,256 \text{ KN}$

A. Calcul à la torsion :

- Le moment de torsion : $M_{\text{torr}} = M_B \times l/2 = 7 \times \frac{2,85}{2} = 9,975 \text{ KN.m}.$

M_B : Moment en appui B obtenu lors du calcul de la partie (A-B).

Remarque : Avant de faire le calcul de ferrailage, nous allons commencer de vérifier en premier l'effort tranchant à la flexion + la torsion, car cette vérification est très exigeante ; c'est-à-dire la section de la poutre palier peut être augmentée.

4.4. Vérification de l'effort tranchant :

- A la flexion simple :** Données: $V^u = 109,21 \text{ KN}$; $b = 30 \text{ cm}$, $d = 28 \text{ cm}$; FPN

Selon le BAEL Art A.5.1, 1 et Art.5.1, 211, on doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V^u}{b \times d} = \frac{64,256 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,28} = 0,764 \text{ Mpa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa (FPN)} \end{cases} \Rightarrow \tau_u \leq \bar{\tau}_u \dots \text{vérifiée} .$$

- A la torsion :**

Le BAEL (A.5.4 ,3), exige que : $\sqrt{\tau_{\text{flex}}^2 + \tau_{\text{tor}}^2} \leq \bar{\tau}$ Avec : $\bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}\right) = 3,33 \text{ Mpa} .$

$$\tau_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}}}{2 \times \Omega \times e} \text{ avec } \begin{cases} e = \frac{\phi}{6} \text{ et } \phi = \min(b; h) = 30 \text{ cm.} \\ \Rightarrow e = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm.} \\ \Omega = (b - e)(h - e) = 625 \text{ cm}^2. \end{cases} \Rightarrow \tau_{\text{tor}} = \frac{9,975 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} =$$

1,596 Mpa.

Finalemnt : $\sqrt{0,764^2 + 1,596^2} = 1,7694 \text{ Mpa} > \bar{\tau} = 3,33 \text{ Mpa} \Rightarrow$

les dimensionnement de la poutre, satisfaire la condition de la torsion, nous avons opté pour une section de $(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2 .$

5.5 Calcul de ferrailage :

5.5.1 Ferrailage longitudinal :

A. A la flexion simple :

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.26. Ferrailage longitudinale de la poutre palière à la flexion simple.

Position	M _u (KN. M)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{calculée} (cm ²)	A _{min} (cm ²)
En travée	38,915	0,116	0,154	0,262	4,268	1,014
En appui	-22,891	0,068	0,088	0,270	2,436	1,014

B : A la torsion :

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times \eta \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \text{ avec } u: \text{périmètre} = 2[(b - e) + (h - e)] = 1m$$

$$A_l^{tor} = \frac{9,975 \times 10^{-3} \times 1 \times 1.15}{2 \times 0,0625 \times 400} = 2,294 \text{ cm}^2.$$

5.5.2 Ferrailage transversal :

A. A la flexion simple :

Pour calculer A_{tr}^{flex}, on doit fixer S_t = 15cm

Le ferrailage transversal à la F.S se détermine à partir des conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t = 15\text{cm} \leq \min(0,9 \times d, 40\text{cm}) = 25,2\text{cm} \\ S_t \leq \frac{A_{tr}^{flex} \times f_e}{0,4 \times b} \Rightarrow A_{tr}^{flex} \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b}{f_e} = \frac{0,4 \times 30 \times 15}{400} \Rightarrow A_{tr}^{flex} \geq 0,45 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Soit : } A_{tr}^{flex} = \\ \frac{(\tau_u - 0,3 \times f_{t28}) \times b \times S_t}{0,8 \times f_e} = 0,188 \end{array} \right.$$

0,45cm²

B. A la torsion :

$$A_{tr}^{tor} = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = \frac{9,975 \times 10^{-3} \times 0,15 \times 1,15}{2 \times 0,0625 \times 400} \Rightarrow A_{tr}^{tor} = 0.344\text{cm}^2.$$

5.5.3 Le ferrailage global :

$$\text{Soit } \left\{ \begin{array}{l} \text{Armatures longitudinales : } \left\{ \begin{array}{l} \text{Travée } \dots A_t = A_t^{F.S} + \frac{A_l^{torsion}}{2} = 5,415\text{cm}^2 \\ \text{Appui } \dots A_a = A_a^{F.S} + \frac{A_l^{torsion}}{2} = 3,583\text{cm}^2 \end{array} \right. \\ \text{Armatures Transversales: } A_{tr} = A_{tr}^{flex} + A_{tr}^{tor} = 0,794 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

Choix des armatures :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée: } A_t = (3\text{HA14} + 1\text{HA12}) \text{ filantes} = 5,75 \text{ cm}^2 \\ \text{Appui: } A_a = 3\text{HA14} \text{ Fillantes} = 4,62 \text{ cm}^2 \\ \text{Armatures transversales: } A_{tr} = 2\text{HA8 (cadre + épingle)} = 1,01 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

5.6 Vérifications nécessaires :

✚ Vérification à l'ELU :

- ☑ Vérification de l'effort tranchant : cette vérification était déjà faite.
- ☑ Vérification des armatures longitudinales aux voisinages des appuis :

$$A_l \geq \gamma_s \times \frac{V}{f_e} = 1,15 \times \frac{64,256 \times 10^{-3}}{400} = 1,8473 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5,75 + 4,62 = 10,37 \text{ cm}^2 > 1,8473 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

✚ Vérifications à l'ELS :

- ☑ Vérification des contraintes :
 - Etat limite d'ouverture des fissures :

La FPN \Rightarrow la vérification d'état limite d'ouverture des fissures n'est pas nécessaire.

- Etat limite de compression du béton :

Tableau III.27. Vérifications de l'état limite de compression du béton pour la poutre palière.

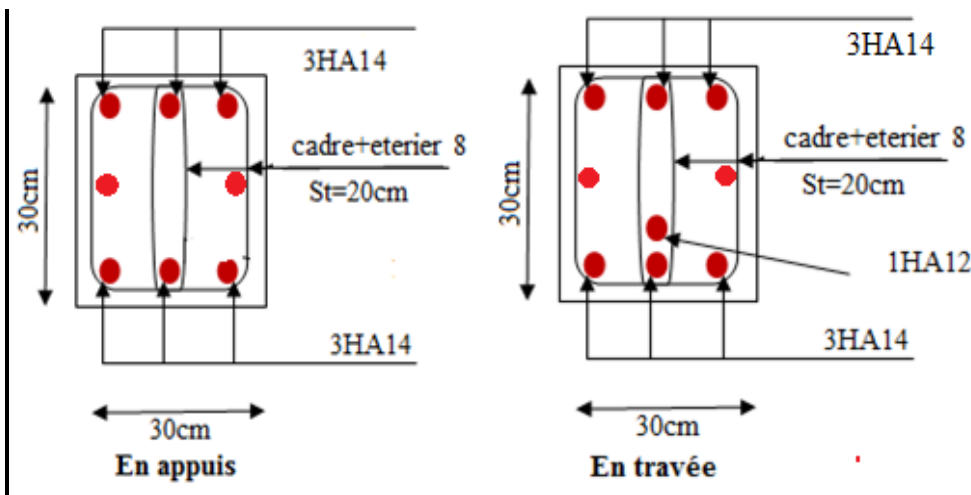
Positon	Moment (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travée	38,915	10,135	37938	8,922	15	Observé
Appui	-22,891	9,295	32277	4,526	15	Observé

☑ Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} (1) \dots \frac{h}{l} \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) \\ (2) \dots \frac{A_t}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ (3) \dots l \leq 8m \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} (1) \dots 0,105 \geq 0,085 \dots \text{Vérifiée} \\ (2) \dots 0,0068 < 0,0105 \dots \text{Vérifiée} \\ (3) \dots l = 2,85 \text{ m} < 8m \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

La vérification d la flèche n'est pas nécessaire parce que les conditions sont observées •



- Figure III.19 Schéma de ferrailage de la poutre palière.

- Escalier Type 2 :

- Escalier balancée :

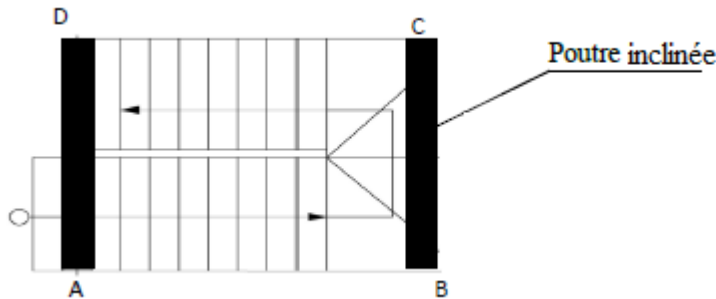


Figure III.20. Vue en plan de l’escalier balancé

volée {- $G_v = 8,34 \text{ KN/m}^2$ $Q_v = 2,5 \text{ KN/m}^2$

• Calcul du chargement qui revient sur l’escalier

ELU { $Q_{uv} = (1,35G_v + 1,5Q_v) \times 1 = 15,01 \text{ KN/m}$

ELS { $Q_{sv} = (G_v + Q_v) \times 1 = 10,84 \text{ KN/m}$

• Calcul des réactions d’appuis

$$\Sigma M/A = 0 \Leftrightarrow RB = RA =$$

ELU: $RB = RA = 25,517 \text{ KN}$

ELS: $RA = 18,428 \text{ KN}$

Figure III.33. Schéma statique de l’escalier type 2

• Calcul des sollicitations

$$M_u^0 = \left(\frac{q_u \times l^2}{8} \right) = 21,69 \text{ KN. m} \quad , \quad M_s^0 = \left(\frac{q_s \times l^2}{8} \right) = 18,428 \text{ KN. m}$$

$M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 0,85 \times 21,69 = 18,44 \text{ KN. m}$

$M_{au} = -0,5 M_{0u} = -0,5 \times 21,69 = -10,84 \text{ KN. m}$

• Ferrailage

La section à ferrailer est rectangulaire de dimensions $(b \times h) = (1\text{ml} \times e)$:

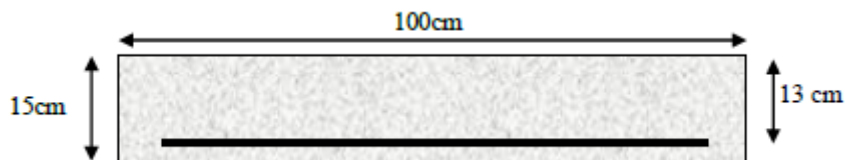


Figure III.21. Section d’escalier à ferrailer

Tableau III.28 Résultats des ferrillages des volées 1-3 des l’étages courants.

Zone	M_u (KNm)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{adoptée}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
------	----------------	------------	----------	----------	--	--	--	---------------

Travée	18,44	0.077	0.1	0,125	4,23	1,57	5HA12=5,65	20
En appui	-10,84	0.045	0.057	0,127	2,45	1,57	4HA10=3,14	25

$A_{cal} > A_{min}$ la condition est vérifiée, donc le ferrillage est satisfait.

✓ Calcul à ELU

- Vérification de l'effort tranchant :
- $V^{max} = 25,517 \text{ KN}$.

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} = \frac{25,517 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,196 \text{ MPa} \leq \tau^{adm} = \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$= 1,17 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

→ Pas besoin des armateurs transversales (ya pas risque de cisaillement).

✓ Calcul des armatures de répartition: on a une charge répartie donc :

En travée : $A_{rt} \geq \frac{A_t}{4} = \frac{3.08}{4} = 0.77 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on choisit : 4HA8/ml = 2.01 cm²/ml.

En appuis : $A_{ra} \geq \frac{A_a}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.5 \text{ cm}^2/\text{ml}$; on opte : 3HA8/ml = 1.51 cm²/ml.

✓ Vérification des espacements: on a FPN donc :

Sens principale :

En travée : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$.

En appuis : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$.

Sens secondaire :

Armature de répartition : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$.

❖ Calcul à l'ELS

ELS : de la même manière que à l'ELU on trouve :

$$M_t^{max} = 13,31 \text{ KN.m} ; M_a^{max} = -7,83 \text{ KN.m}$$

✓ Vérification des contraintes dans le béton

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

Les résultats de calcul sont présentés dans le tableau suivant :

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

/	Mser(Kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ' _{bc} (MPa)	Observation
En travée	13,31	3,92	8995,208	5,8	15	Vérifiée
En appuis	-7,83	3,05	5608,771	4,25	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

$$1. \frac{e}{l} \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M'_x}{20 \times M_{0x}}\right) \Leftrightarrow \frac{15}{340} = 0,044 > 0,0424 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. \frac{A}{b \times d_x} \leq \frac{2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{3,08}{100 \times 13} = 0,0043 < 0,005 \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$3. L = 3,40 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les conditions sont satisfaites, donc pas besoin de vérifier la flèche.

-Schéma de ferrailage de l'escalier type (2) :

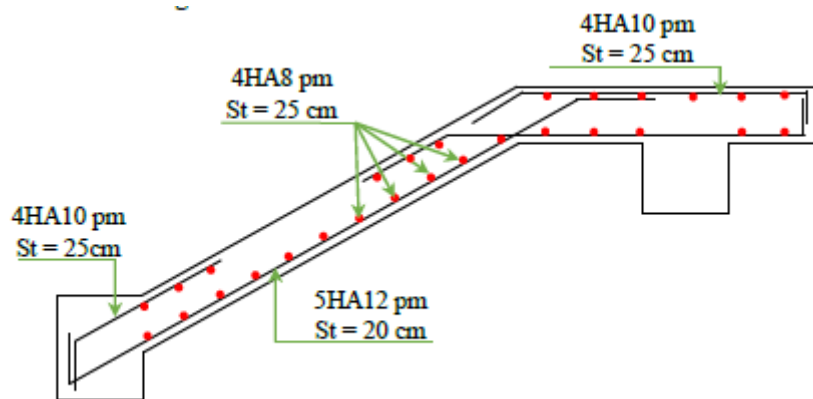


Figure III.22. Schéma de ferrailage de l'escalier type (2)

III.6.2. Etude de la poutre inclinée

L'étude de la poutre inclinée se fera calculée en flexion et en torsion.

TYPE 2 (entre sol) :

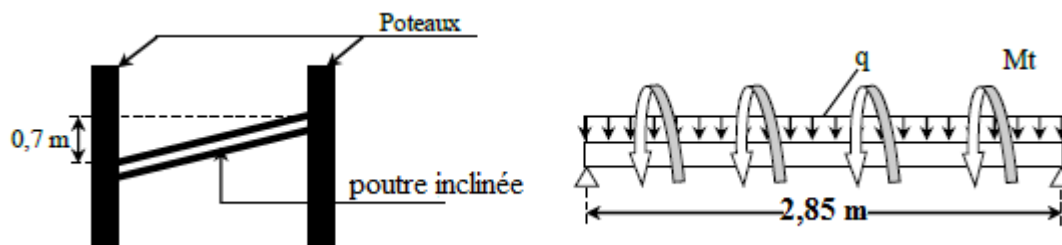


Figure III.23. Schéma statique de la poutre inclinée

Dimensionnement : (Exigences du RPA99/2003)

$L=2,85 \text{ m}$

$l_{max}/15 \leq hp \leq l_{max}/10$

$19 \text{ cm} \leq hp \leq 28,5 \text{ cm}$

- $h \geq 30$;

$b \geq 20$;

$h/b < 4$.

Donc on prend $b=h=30\text{cm}$

On opte pour (30×30) .

Calcul à la flexion simple

-Calcul des charges :

La poutre est soumise à son Poids propre : $g_0 = 0,30 \times 0,30 \times 25 = 2,25 \text{ KN/ml}$.

$q_0 = 0,30 \times 2;5 = 0,75 \text{ KN/ml}$.

Charge transmise de la partie (AB) :

ELU : $R_b=25,517 \text{ KN.m}$

ELS : $R_b=18,428 \text{ KN.m}$

Moment de torsion $M_{tor} = M_B \times l/2 = 10,84 \times 285/2 \text{ KN.m}$:

provoqué par la flexion de la parti (AB)

-Le calcul à la flexion simple et à la torsion est résumé dans le tableau suivant

Tableau III.30. Calcul en flexion simple et en torsion

	Flexion simple		Torsion	Total
	Travée	Appuis		
q(KN/m)	29,68		29,68	/
M (KN.m)	25,61	-15,065	15,447	/
τ (MPa)	0,503		2,47	2,52
A(cm²)	2,73	1,58	3,55	A_{tr} = 4 ,505 A_{ap} = 3,355
A_{trans} (cm²)	0,45		0,533	0,982

6.4.2. Ferrailage opté et vérification nécessaires

➤ **Ferrailage**

$A_{st} = 4,505 \text{ cm}^2$ soit 3HA14 = 4,62 cm² En travée

$A_{sa} = 3,355 \text{ cm}^2$ soit 3HA12 = 3,39 cm² En appui

$A_{trans} = 0,982 \text{ cm}^2$ Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

➤ **Cisaillement**

$\tau_{tot} = 2,47 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa}$ Vérifiée

➤ **Vérification des contraintes à l'ELS**

En travée : $\sigma_{bc} = 5,24 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ vérifiée

En appui : $\sigma_{bc} = 3,45 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$ vérifiée

➤ **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche dépende de l'observation des conditions suivantes :

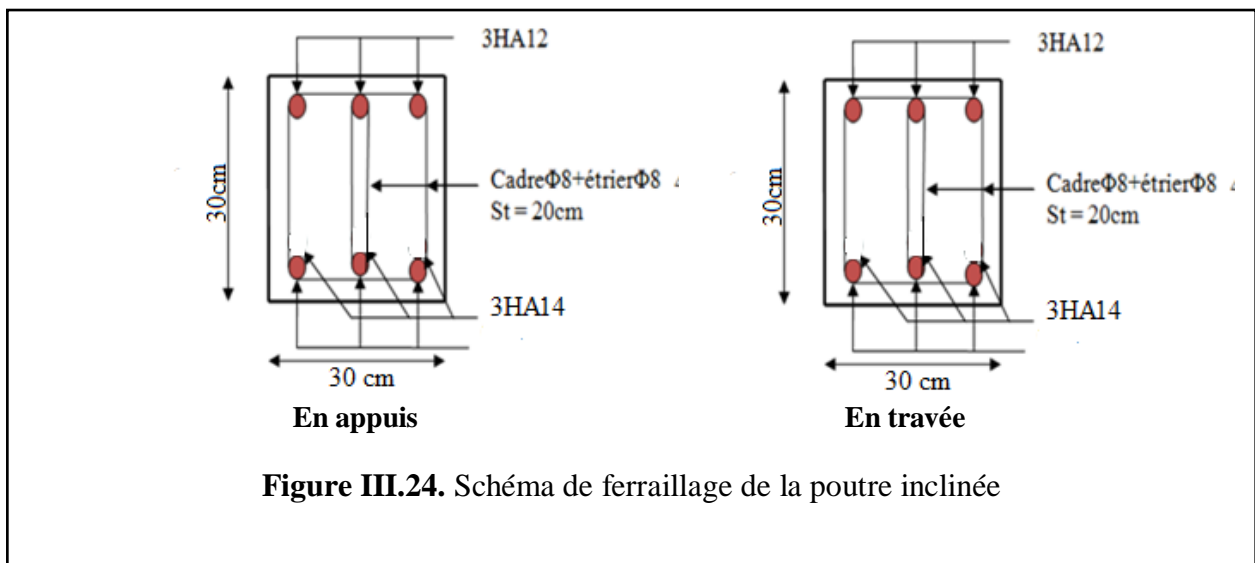
$$1. h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M'}{10 \times M_0}\right) \times L \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 24,225 \text{ cm} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$2. A \leq \frac{2 \times b \times d}{f_e} \Leftrightarrow 4,62 < 8,946 \text{ cm} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

$$3. L = 2,85 \text{ m} \leq 8 \text{ m} \Rightarrow \text{la condition est vérifiée.}$$

Les deux conditions sont vérifiées, donc nous n'avons pas besoin de vérifier la flèche.

✓ **Le schéma de ferrailage**



8-Conclusion

Dans ce chapitre, on a déterminé les sections d'aciers nécessaires pour les éléments non structuraux.

Notre projet comprend trois types de dalle pleine, étudiée et ferrailée avec les sollicitations les plus défavorables.

Notre structure présente plusieurs types d'escaliers, qui ont été étudiés et ferrailés.

La poutre inclinée a été étudiée sous des sollicitations de flexion et de torsion ainsi pour la poutre de chaînage qui a été étudiée en flexion simple.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrailage a été déterminé en respectant les règles en vigueur. En dernier lieu, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé les deux dalles.

CHAPITRE IV

Etude dynamique

Introduction

Le nord d'Algérie est une région où des tremblements de terre peuvent se produire en provoquant des dégâts importants. Ce qui nécessite une étude dynamique rigoureuse qui assure une protection des constructions vis-à-vis les effets des actions sismiques, a fin de limiter les dégâts.

D'après le **RPA99v2003** (Art. 4.3.2.b), pour les structures irrégulières en plan, sujettes à la torsion et comportant des planchers rigides, elles sont représentées par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec trois DDL (2 translations horizontales et une rotation d'axe verticale)

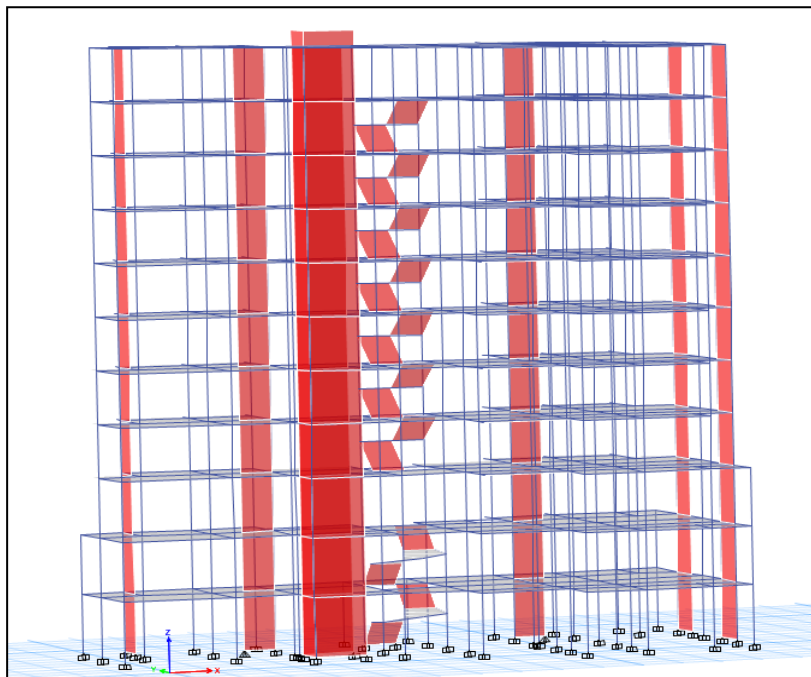


Figure IV.1. Vue en 3D de la modélisation de la structure.

IV.1 Calcul de la force sismique V_{St} :

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 :

IV.1 Calcul de la force sismique V_{St} :

$$V_{St} = \frac{A \times D \times Q \times W}{R} \quad : \text{L'effort tranchant statique à la base du bâtiment.}$$

A : coefficient d'accélération de la zone.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

R: coefficient de comportement global de la structure.

W : poids total de la structure.

R : facteur de qualité.

❖ **Coefficient d'accélération de la zone « A » :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Group d'usage (2)} \\ \text{Zone sismique (IIa)} \end{array} \right. \Rightarrow A=0.15$$

❖ **Facteur d'amplification dynamique moyen « D »**

Qui est en fonction de la catégorie de site, de l'amortissement et de la période fondamentale de la structure (T), il est donné par la formule suivante :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3.00 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3.00 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

T1, T2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site. RPA 99(Tableau 4.7)

On a un sol dense (site S3) $\Rightarrow T_2=0.5 \text{ s}$

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

ξ : Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages (**RPA99/version2003**).

Pour notre structure, on a un remplissage dense et un système mixte :

$$\xi = 10 \% \Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0.76 > 0,7$$

Calcul de la période fondamentale de la structure : « T » :

Le contreventement de notre structure est assuré par un système mixte (voiles/portiques).

$$\text{donc : } \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T = C_T H^{\frac{3}{4}} \quad \text{RPA99 / 2003 (formule 4-6)} \\ T = 0,09 H / \sqrt{L} \quad \text{RPA99 / 2003 (formule 4-7)} \end{array} \right.$$

$C_T=0,05$: coefficient qui dépend du type de contreventement du bâtiment et de remplissage (**Tableau 4.6 du RPA99/2003**)

$$\left\{ \begin{array}{l} Lx = 28,85 \text{ m} \\ Ly = 17,65 \text{ m} \end{array} \right. ; H = m .$$

On aura : T = 0.71 s.

$$\left\{ \begin{array}{l} Tx = \min (0.581 \text{ s} ; 0.71 \text{ s}) = 0.58 \text{ s} \\ Ty = \min (0.743 \text{ s} ; 0.71 \text{ s}) = 0.71 \text{ s} \end{array} \right.$$

Ce qui donne pour les deux sens : $0 \leq T \leq T_2$

$$D = 2,5\eta \dots \dots \left\{ \begin{array}{l} Dx = 1.727 \\ Dy = 1.505 \end{array} \right.$$

❖ **facteur de qualité « Q » :**

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4-4))}$$

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Obs	Pq sens xx	Obs	Pq sens yy
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0,05	Non	0,05
2	Redondance en plan	Non	0,05	Oui	0
3	Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4	Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5	Contrôle de la qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6	Contrôle de la qualité de l'exécution	Oui	0	Oui	0

Donc : $\begin{cases} Q_x = 1.15 \\ Q_y = 1,1 \end{cases}$

❖ **poids total de la structure « W » :**

W est égal à la somme des poids Wi, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ avec: } W_i = W_{Gi} + \beta w_{Qi} \text{ .RPA99/2003 .}$$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuelles, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charge d'exploitation

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, $\beta = \begin{cases} 0.2 & \text{pour les étages à usage d'habitation.} \\ 0.6 & \text{pour les étages à usage commercial.} \end{cases}$

-obtenue a partir du logiciel \Rightarrow **W= 38025,1 KN** .

❖ **Coefficient de comportement global de la structure « R »:**

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction \Rightarrow **R = 5**.

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

$$\begin{cases} V_{Stx} = 2266,05 \text{ KN} \\ V_{Sty} = 1888,47 \text{ KN} \end{cases}$$

IV.2 Calcul des forces sismiques par l'analyse modale spectrale

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

$$\frac{S_{\alpha}}{g} = \begin{cases} 1,25A(1 + \frac{T}{T_1}(2,5\eta\frac{Q}{R} - 1)) \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right) \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{Q}{R}\right)\left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \dots T_2 \leq T \leq 3,00s \\ 2,5\eta(1,25A)\left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}}\left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}}\left(\frac{Q}{R}\right) \dots T > 3,00s \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (4-13)}$$

IV.3 Résultats Obtenue

IV.3.1 Disposition des voiles de contreventement :

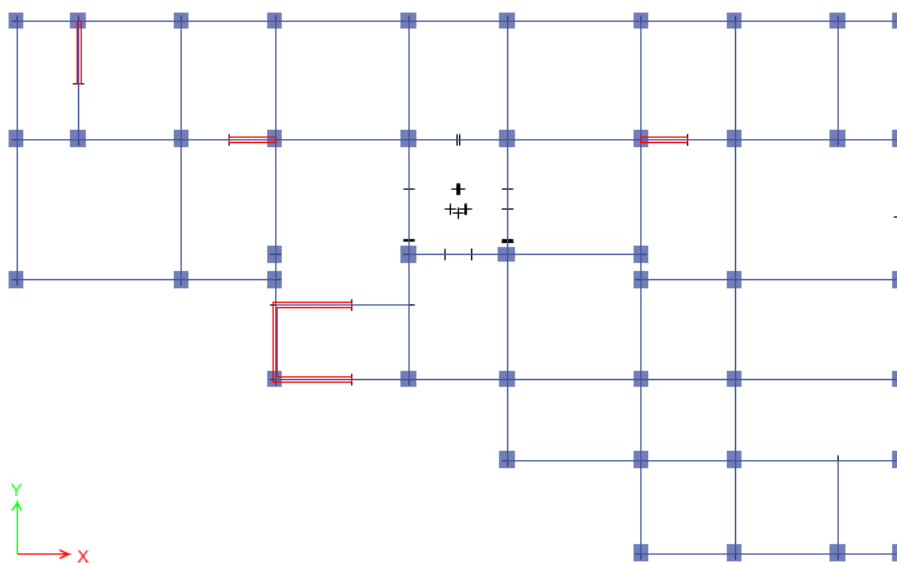


Figure IV.2. Plans de disposition des voiles.

IV.3.2 Mode de vibration et taux de participation des masses

En a obtenus les résultats souhaiter qui sont indique si dessous.

Tableau IV.2. Période et taux de participation massique de la structure

Mode	Periode	%de la masse modale		%cumulé de la masse modale	
		UX	UY	Sum UX	Sum UY
1	1,017	0,7058	0,0031	0,7058	0,0031
2	0,841	0,0032	0,6823	0,7089	0,6854
3	0,782	0,0033	0,0032	0,7122	0,6886
4	0,34	0,1385	0,0002	0,8506	0,6887
5	0,248	0,0001	0,1626	0,8507	0,8513
6	0,226	0,0013	0,0042	0,8521	0,8555
7	0,177	0,0577	0,00001255	0,9098	0,8555
8	0,127	0,000008091	0,0581	0,9098	0,9136
9	0,115	0,0314	0,0001	0,9411	0,9137
10	0,114	0,0013	0,0005	0,9425	0,9142
11	0,113	0,000007778	0,0007	0,9425	0,9149
12	0,105	0,0001	0,0007	0,9426	0,9155

IV.3.2.1 Analyse des résultats :

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

IV.3.2.2 Les modes de vibrations :

-Le premier mode est un mode de translation suivant l’axe X-C. **T_x = 1,017s**

Plan View - ETA7 - Z = 31,62 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 1 - Period 1,017

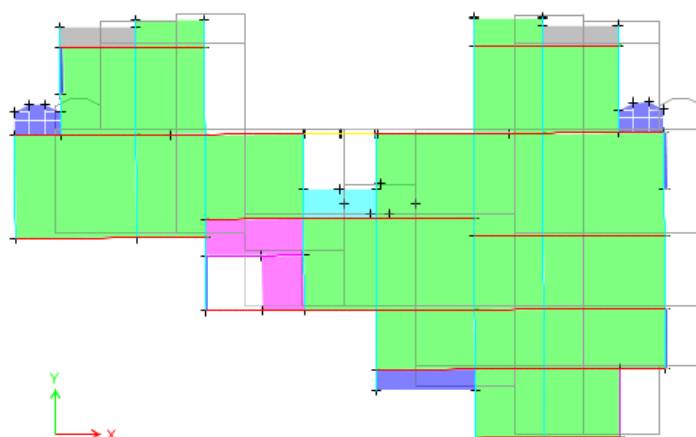


Figure IV.3. Mode 1 de déformation (translation suivant l’axe X-X).

-Le deuxième mode est un mode de translation suivant l’axe Y-Y. **T_y = 0843s**

Plan View - ETA7 - Z = 31,62 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 2 - Period 0,843

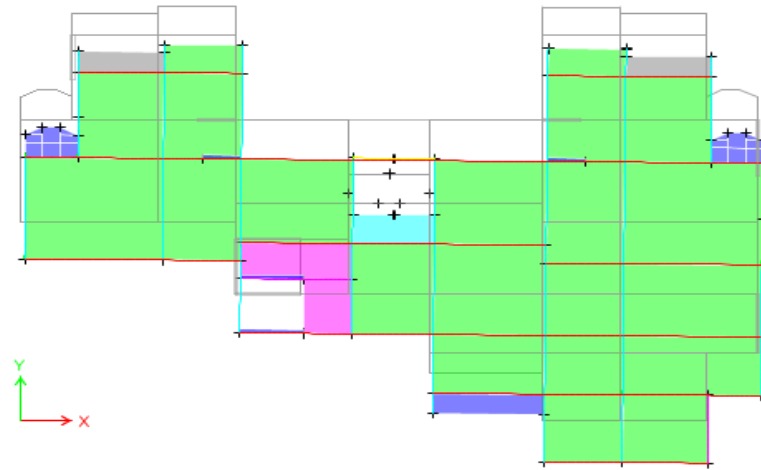


Figure IV.4. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe Y-Y).

- Le troisième mode est un mode de rotation suivant l'axe Z-Z. **Tz= 0,782s**

Plan View - ETA7 - Z = 31,62 (m) Mode Shape (Modal) - Mode 3 - Period 0,782

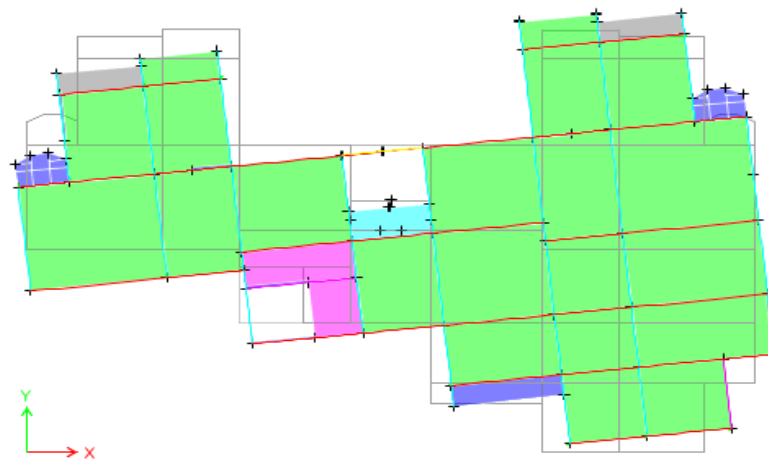


Figure IV.5 Mode 3 de rotation (suivant l'axe Z-Z).

IV3.3 Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

IV.3.3.1 Justification de l'interaction voiles-portiques :

Le RPA99/2003 (Art3.4.a) exige pour les systèmes mixtes ce qui suit :

❖ **Sous charges verticales : (ELS)**

- Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

❖ **Sous charges horizontales :**

- Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.
- Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV 3. Charges verticales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Charges verticales (KN)			(%) des charges verticales		Observation
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles	
Entre sol 3	31013,24	6305,72	37318,96	83,10	16,90	vérifiée

- **Sous charges verticales** : le portique reprend à l'RDC **82.01 %** et les voiles **17.99 %** des charges.

Tableau IV 4. Charges horizontales reprises par les portiques et voiles.

Niveaux	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	sens X-X		sens Y-Y		sens X-X		sens Y-Y	
	P (KN)	V (KN)	P (KN)	V (KN)	P (%)	V (%)	P (%)	V (%)
Entre sol 3	589,52	1018,07	539,52	1028,46	29,49	70,51	37,44	62,56
Entre sol 2	777,65	796,05	484,83	918,94	37,33	62,67	43,71	56,29
Entre sol 1	803,44	800,26	574,27	801,32	41,81	58,19	50,06	49,94
RDC	797,02	606,33	521,30	621,59	46,66	53,34	56,19	43,81
1	777,91	506,17	564,88	495,30	56,46	43,54	59,59	40,41
2	743,52	435,53	518,31	455,46	65,85	34,15	57,52	42,48
3	616,35	438,16	483,28	387,59	52,59	47,41	59,90	40,10
4	566,89	336,62	446,58	296,21	62,60	37,40	61,93	38,07
5	469,51	266,34	372,88	248,96	45,43	54,57	61,84	38,16
6	402,78	161,42	332,29	145,86	66,58	33,42	71,56	28,44
7	366,19	130,57	310,29	118,83	70,38	29,62	73,07	26,93

- On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux
D'où, le système de contreventement voiles-portiques avec interaction est justifié.

IV.3.3.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_C \times f_{c28}} \leq 0,30 \text{ . Tel que :}$$

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_C : est l'aire (section brute) de cette dernière.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.5. Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	B (m ²)	N (KN)	v < 0.3	Observation
Entre sol 3	0,275	1607,90	0,234	vérifiée
Entre sol 2	0,275	1400,76	0,204	vérifiée
Entre sol 1	0,275	1199,29	0,174	vérifiée
RDC	0,247	1000,85	0,162	vérifiée
Etage 1	0,247	867,38	0,140	vérifiée
Etage 2	0,225	736,34	0,131	vérifiée
Etage 3	0,2	608,50	0,122	vérifiée
Etage 4	0,2	483,97	0,097	vérifiée
Etage 5	0,18	361,09	0,080	vérifiée
Etage 6	0,18	240,37	0,053	vérifiée
Etage 7	0,18	122,01	0,027	vérifiée

IV.3.3.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, le rapport des forces sismiques à la base obtenue V_{dy}/V_{st} ne doit pas être inférieure à 80%., ces rapports est résumé dans le tableau suivant : $V_{dyn} \geq 0,8V_{st}$ dans les deux sens .

Tableau IV.6. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	$V_{dynamique}$	$0,8 \times V_{statique}$	Observation
X-X	1819,7091	1812,83	vérifiée
Y-Y	1553,6917	1510,77	vérifiée

IV.3.3.4 Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

Selon le RPA99/2003 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1,0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta_K = \delta_K - \delta_{K-1}$$

avec : $\delta_K = R \times \delta_{ek}$ **formule (4-9)**

Tel que :

δ_k : Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure (art4.4.3)

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.7. Vérification des déplacements relatifs selon X-X.

Niveau	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	h_k (m)	$\Delta k / h_k$ (%)	observation
Entre sol 3	0,001	0,005	0	0,005	3.40	0,00147	vérifiée
Entre sol 2	0,0031	0,0155	0,005	0,0105	3.40	0,00309	vérifiée
Entre sol 1	0,0058	0,029	0,00155	0,0135	3.40	0,00397	vérifiée
RDC	0,0085	0,0425	0,029	0,0135	3.06	0,00441	vérifiée
1	0,011	0,055	0,0425	0,0125	3.06	0,00408	vérifiée
2	0,013	0,065	0,055	0,01	3.06	0,00327	vérifiée
3	0,015	0,075	0,065	0,01	3.06	0,00327	vérifiée
4	0,018	0,09	0,075	0,015	3.06	0,0049	vérifiée
5	0,02	0,1	0,09	0,01	3.06	0,00327	vérifiée
6	0,021	0,105	0,01	0,005	3.06	0,00163	vérifiée
7	0,023	0,115	0,105	0,01	3.06	0,00327	vérifiée

Tableau IV.8. Vérification des déplacements relatifs selon Y-Y.

Niveau	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δk (m)	h_k (m)	Dk/hk	observation
Entre sol 3	0,00295	0	0,00295	3.40	0,0009	vérifiée
Entre sol 2	0,0085	0,00295	0,00555	3.40	0,00163	vérifiée
Entre sol 1	0,016	0,0085	0,0075	3.40	0,0022	vérifiée
RDC	0,023	0,016	0,007	3.06	0,0023	vérifiée
1	0,0305	0,023	0,0075	3.06	0,0024	vérifiée
2	0,0385	0,0305	0,008	3.06	0,0026	vérifiée
3	0,046	0,0385	0,0075	3.06	0,0024	vérifiée
4	0,05	0,046	0,004	3.06	0,0013	vérifiée
5	0,055	0,05	0,005	3.06	0,0016	vérifiée
6	0,065	0,055	0,001	3.06	0,0033	vérifiée
7	0,07	0,065	0,005	3.06	0,0016	vérifiée

IV.3.3.5 Justification vis à vis de l'effet P-Delta

Selon **RPA99/2003 (art5.9)**, Les effets du 2° ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \times \Delta_k / V_k h_k \leq 0,10 .$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

P_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au dessus du Niveau « k »,

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{qi})$$

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau "k": $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Si $0,10 < \theta_k < 0,20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1° ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$

Si $\theta_k > 0,20$ la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau IV.9. Vérification de l’effet P-Δ selon le sens X-X

Niveau	P_k (kN)	V_x (kN)	Δ_k (m)	h_k (m)	θ_k	observation
Entre sol 3	3194,6547	323,2516	0,005	3.40	0,0145	Vérifiée
Entre sol 2	6241,553	597,6291	0,0105	3.40	0,0032	Vérifiée
Entre sol 1	9288,4512	818,0719	0,0135	3.40	0,045	Vérifiée
RDC	12390,2383	1007,9164	0,0135	3.06	0,054	Vérifiée
1	15492,0253	1169,8672	0,0125	3.06	0,054	Vérifiée
2	18664,4623	1311,3695	0,01	3.06	0,046	Vérifiée
3	21899,2468	1443,2418	0,01	3.06	0,049	Vérifiée
4	25134,8833	1558,4284	0,015	3.06	0,079	Vérifiée
5	29374,412	1680,2139	0,01	3.06	0,057	Vérifiée
6	33760,1265	1774,9671	0,005	3.06	0,031	Vérifiée
7	38415,2575	1820,2885	0,01	3.06	0,069	Vérifiée

Tableau IV.10. Vérification de l'effet P- Δ selon le sens Y-Y

Niveau	P_k kN	V_y kN	Δ_k (m)	h_k	θ_k	observation
Entre sol 3	3194,6547	277,162	0,00295	3.40	0,01	Vérifiée
Entre sol 2	6241,553	520,3757	0,00555	3.40	0,019	Vérifiée
Entre sol 1	9288,4512	711,447	0,0075	3.40	0,028	Vérifiée
RDC	12390,2383	870,2017	0,007	3.06	0,032	Vérifiée
1	15492,0253	1010,7198	0,0075	3.06	0,037	Vérifiée
2	18664,4623	1135,014	0,008	3.06	0,042	Vérifiée
3	21899,2468	1242,8805	0,0075	3.06	0,043	Vérifiée
4	25134,8833	1335,8282	0,004	3.06	0,024	Vérifiée
5	29374,412	1440,3204	0,005	3.06	0,033	Vérifiée
6	33760,1265	1519,1505	0,001	3.06	0,007	Vérifiée
7	38415,2575	1553,9856	0,005	3.06	0,04	Vérifiée

IV.4 Conclusion

Plusieurs dispositions ont été modélisées afin d'arriver à satisfaire toutes les exigences du RPA99/Version 2003, Car l'aspect architectural a été un véritable obstacle pour la disposition des voiles. Ce qui nous a poussé de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

Les éléments redimensionnés :

-Les poteaux :

- Entre sol (1,2,3) (50×55) cm²
- RDC et 1^{er} étage (45×55) cm²
- 2^{er} étages (45×50) cm²
- 3^{eme} et 4^{eme} étages (40×50) cm²
- 5^{eme} et 6^{eme} et 7^{eme} étages (40×45) cm²

-Les poutres :

- Poutre (X-X) (30×35) cm²
- Poutre (Y-Y) (30×40) cm²

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

		u/Lx											
		v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M_1	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M_2	0.0	/	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093			
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

CHAPITRE VI

Etude des fondations

V.1 Introduction

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments principaux porteurs. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés et ferrillés, de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre toutes les sollicitations.

V.2 Etude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les charges à la base de la structure. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base dans les deux sens. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les sollicitations les plus défavorables suivantes :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}}$)

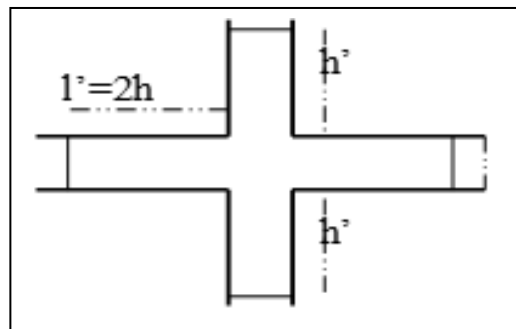
Les combinaisons utilisées pour déterminées ces sollicitations sont :

$$\begin{aligned}
 & * ELU : 1.35G + 1.5Q \quad ; \quad * ELS : G + Q \\
 & * G + Q \pm Ex, y(\max, \min) \quad ; \quad * 0.8G \pm Ex, y(\max, \min)
 \end{aligned}$$

V.2.1 Recommandations du RPA99.V2003

1. Les armatures longitudinales

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \times b_1 \times h_1$ en zone IIa.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm.
- La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (IIa).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.41).



$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$. $l' = 2 \times h \cdot h_e$: La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1 Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone de recouvrement	Zone COURANTE
Entre sol (1,2,3)	50×55	22	165	110
RDC+ étage 1	45×55	19,8	148,5	99
2 ^{ème} étage	45×50	18	135	90
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	40×50	16	120	80
(5,6,7) ^{ème} étages	40×45	14,4	108	72

2. Les armatures transversales

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h_1 \cdot f_e} \dots\dots\dots \text{RPA99/version2003 (Art 7.4.2)}$$

Avec V_u : L'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant.

Il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente.

Par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit pour la zone IIa :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min} (10\Phi_L^{\text{min}}, 15 \text{ cm})$.
- Dans la zone courante : $t \leq 15\Phi_L^{\text{min}}$.

Où : Φ_L^{min} est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimales : A_t^{min} en % est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{ll} A_t^{\min} = 0.3\%(St \times b_1) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ A_t^{\min} = 0.8\%(St \times b_1) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{array} \right. \quad \text{RPA99.V2003}$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec : a et b, dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de 10ϕ min

V.2.2 Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ETABS V16 , les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

Tableau .V.2. Les sollicitations dans les poteaux.

Section	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		V_u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	
50×55	-2228,3605	23,525	-18,9722	-7,448	-78,5593	-1055,0037	-43,7225
45×55	-1373,3526	54,8199	-224,4821	8,0065	-63,3793	-713,3343	-37,8891
45×50	-1010,2661	43,3648	-185,8876	7,6335	-51,3522	-509,3435	-34,8591
40×50	-834,7331	37,6818	-119,1094	9,4796	-52,2515	-326,5695	-34,1752
40×45	-494,9212	40,0399	-18,1907	8,3856	68,9074	-63,1358	-48,7404

V.2.3 Ferrailage des poteaux Le ferrailage des poteaux se fait à la flexion composée avec les sollicitations les plus défavorables.

➤ **Exemple de calcul**

Soit le poteau Entre sol (50×55) cm²: b = 50 cm ; h = 55 cm ; d = 52 cm ; d' = 3 cm.

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ $f_{bu} = 14,2 \text{ MPa} \Rightarrow$ combinaison durable.

acier Fe E400 ; $f_{bu} = 18,45 \text{ MPa} \Rightarrow$ combinaison accidentale.

a) **Calcul sous :** $N_{max} \rightarrow M_{corres} \Rightarrow G + Q$

$N_{max} = 2228,3605 \text{ KN} \rightarrow M_{corres} = -23,525 \text{ KN.m}$

$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{23,525}{2228,3605} \times 100 = 1,055 \text{ cm} < \frac{h}{2} = \frac{55}{2} = 27.5 \text{ cm}$

⇒ Le centre de pression est à l'intérieur de la section, on doit vérifier la condition suivante :

$$M_{UA} = M_u + N_u (d - h / 2) = 569,473 \text{ KN.m}$$

$$N_u (d - d') - M_{UA} = 522,423 \text{ KN.m}$$

$$(0,337h - 0,81d') \times b \times h \times f_{bu} = 628,90 \text{ KN.m.}$$

$$628,9 \text{ KN.m} > 522,423 \text{ KN.m}$$

Donc la section est partiellement comprimée. Le calcul se fait par assimilation à la flexion simple M_{ua} :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{569,473 \times 10^{-3}}{0.50 \times 0.52^2 \times 14,2} = 0,296 \Rightarrow U_{bu} > 0.186 \Rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow \xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1-\alpha}{\alpha} \right)$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.296}) = 0,451$$

$$\xi_{st} = \frac{3.5}{1000} \left(\frac{1 - 0.451}{0,451} \right) \Rightarrow \xi_{st} = 4,26 \text{ ‰} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On a : } \mu_{bu} = 0,296 < \mu_l = 0.392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\text{Calcul de A : } A_1 = \frac{M_{UA}}{z \times f_{st}}$$

$$z = d (1 - 0.4\alpha) = 0,426 \text{ m} \Rightarrow A_1' = \frac{569,473 \times 10^{-3}}{0.426 \times 348} \times 10^4 = 38,41 \text{ cm}^2$$

$$A_1 = A_1' - \frac{N_u}{f_{st}} = 38,41 - \frac{2228,3605 \times 10^{-3}}{348} \times 10^4 = -25,52 \text{ cm}^2 \leq 0 \Rightarrow A_1 = 0 \text{ cm}^2.$$

⇒ Pas nécessité d'armature, le béton seul suffira

V.2.3.1 Armatures longitudinale

Tableau V.3. Armature longitudinale dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	A' cal (cm ²)	A cal (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{adopte} (cm ²)
Entre sol (1,2,3)	50×55	0	0	4,2	22	16 HA14 = 24,63
RDC+ étage 1	45×55	0	0	4	19,8	8HA14+8HA12 = 21,37
2ème étage	45×50	0	0	3,8	18	16HA12 = 18,10
3ème et 4ème étages	40×50	0	0	3,6	16	16 HA12 = 18.10
(5,6,7)ème étages	40×45	0	1.48	4	14,4	14HA12 = 15,83

V.2.3.2 Armatures transversales

➤ Exemple de calcul

- le poteau (50×55):

$$\text{Soit : } \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

$$\lambda g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b}\right) = \frac{0,7 \times 3,4}{0,50} = 4,76 \Rightarrow \rho_a = 3,75$$

$$D'où : At = \frac{3,75 \times 43,7225 \times 10^{-3} \times 15}{55 \times 400} \times 10^4 = 1,117 \text{ cm}^2.$$

✓ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \phi_{l_{\max}} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm}$$

✓ **Espacement**

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_{l_{\min}} ; 15 \text{ cm}) = \text{min}(12 ; 15) \Rightarrow t = 10 \text{ cm}$

- Dans la zone courante : $t' \leq 15 \phi_{l_{\min}} = 15 \times 1,2 = 18 \text{ cm} \Rightarrow t' = 15 \text{ cm}$

✓ **La quantité d'armature minimale**

On a $3 < \lambda g < 5$, d'où :

- Dans la zone nodale : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(12 \times 50) = 3 \text{ cm}^2$

- Dans la zone courante : $A_t^{\min} = 0,5\%(t \times b) = 0,5\%(15 \times 50) = 3,75 \text{ cm}^2$

Donc : on adopte 7 cadre HA10= 5.50 cm².

V.2.3.3 Résultats du calcul des armatures transversales

Les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.4. Armatures transversales adoptées pour les poteaux.

Niveau	Entre sol (1,2,3)	RDC+ étage 1	2ème étage	3ème et 4ème étages	(5,6,7)ème étages
Section (cm ²)	50×55	45×55	45×50	40×50	40×45
$\phi_{l_{\max}}$ (mm)	14	14	12	12	12
$\phi_{l_{\min}}$ (mm)	14	12	12	12	12
L ₀ (cm)	340	306	306	306	306
L _t (cm)	238	214,2	214,2	214,2	214,2
λg	4,76	4,76	4,76	5,35	5,35
ρ_a	3,75	3,75	3,75	2,5	2,5
Vu(kn)	43,7225	37,8891	34,8591	34,1752	48,7404
L _r (cm)	56	56	48	48	48
S _t zone nodale (cm)	10	10	10	10	10
S _t zone courante (cm)	15	15	15	15	15
A ^t (cm ²)	1,117	0,968	0,98	0,64	1,015
A ^t _{min} (cm ²)z.nodale	3	2,7	2,7	2,4	2,4
A ^t _{min} (cm ²)z.courante	3,75	3,375	3,375	3	3
A ^t _{adopte} (cm ²)	4,02	4,02	4,02	4,02	4,02
Nombre des cadres	8T10	8T8	8T8	8T8	8T8

V.2.4 Vérifications

a) Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art 4.4.1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le poteau le plus élancé.

➤ **Exemple de calcul**

On prend pour exemple le poteau d'entre sol (50×55):

$$l_0 = 3.40m \text{ et } N_{\max} = 2228,3605KN.$$

$$N_{\max} \leq N_d = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right) ; \text{ Tel que : } \begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases} \text{ Coefficients de sécurité béton, acier.}$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ

B_r : Section réduite du béton.

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

l_f : Longueur de flambement ($0.7 \times l_0 = 2.38m$)

i : Rayon de giration

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{b \times h^3}{12b h}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = \sqrt{\frac{0.55^2}{12}} \Rightarrow i = 0.1587m$$

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

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

λ élancement du poteau prise : $\begin{cases} \lambda = 3,46 \times l_f / b \dots\dots\dots \text{poteau rectangulaire .} \\ \lambda = 4 \times l_f / \phi \dots\dots\dots \text{poteau circulaire .} \end{cases}$

$$\Rightarrow \lambda = 3,46 \times \frac{2.38}{0.50} = 16,47 \rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0.2 \left(\frac{16,47}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.814.$$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2) = (55 - 2) \times (50 - 2) = 2544cm^2 = 0.2544m^2$$

$$N_d = 0.814 \times \left[\frac{0.2544 \times 25}{0,9 \times 1,5} + 24.63 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1,15} \right] \times 10^3 \Rightarrow N_d = 4532,195KN$$

$$N_{\max} = 2228,3605KN < N_d = 4532,195KN \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5. Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.

Niveau	Section (m ²)	l ₀ (m)	l _r (m)	λ	α	A _s (m ²)	B _r (m ²)	N _d (KN)	N _{max} (KN)	obs
Entre sol (1,2,3)	50×55	3.4	2.38	16,47	0.814	24.63	0.2544	4532,195	2228,36	vérifiée
RDC+ étage 1	45×55	3.06	2.14	16,45	0.814	21,37	0,2279	4532,195	1373,35	vérifiée
2ème étage	45×50	3.06	2.14	16,45	0.814	18,10	0,2064	4532,195	1010,26	vérifiée
3ème et 4ème étages	40×50	3.06	2.14	18,51	0.805	18,10	0,1824	4482,084	834,73	vérifiée
(5,6,7)ème étages	40×45	3.06	2,14	18,51	0.805	15,83	0,1634	4482,084	494,92	vérifiée

On voit bien que $N_{max} < N_d$ pour tous les niveaux de cette structure, donc il n'y pas de risque de flambement.

b) Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$\sigma_{bc1, 2} \leq \overline{\sigma_{bc}} ; \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28} = 15MPa$ tel que :

$$\sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \text{ béton fibre supérieure.}$$

$$\sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \text{ béton fibre inférieure}$$

$$S = b \times h + 15(A + A')$$
 (section homogène)

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{S} ; V' = h - V$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V')^2$$

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

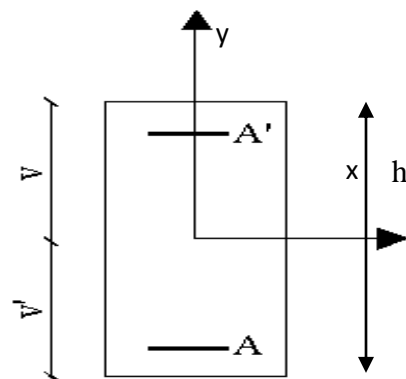


Figure V.1 Section d'un poteau

Tableau V.6. Vérification des contraintes dans le béton des poteaux.

Niveau	Entre sol (1,2,3)	RDC+1er étages	2ème étages	3+4ème étages	(5,6,7)ème étages
Section (cm ²)	50×55	45×55	45×50	40×50	40×45
d (cm)	52	52	47	47	42
A (cm ²)	24,63	21,37	18,10	18,10	15,83
S (m ²)	0,3119	0,2795	0,225	0,2271	0,2037
V (cm)	30,41	30,31	30,67	27,63	24,77
V' (cm)	24,59	24,69	19,33	22,37	20,23
I _{yy'} (m ⁴)	0,00994	0,00882	0,00748	0,00595	0,00425
N _{ser} (KN)	1607,9092	1000,864	736,3461	608,5045	361,0912
M _{ser} (KN.m)	55,4507	44,9828	34,1712	37,8585	50,2157
M _{serG} (MN.m)	0,1022	0,073	0,075	0,053	0,058
σ _{bc1} (MPa)	8,28	6,085	6,34	5,14	5,15
σ _{bc2} (MPa)	2,62	1,53	1,34	0,68	-0,98
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15
Observation	vérifiée	Vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

c) Vérification aux des sollicitations tangentes

Selon le RPA99addenda2003 (Article 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que :} \quad \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec :} \quad \rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7. Vérification des sollicitations tangentes dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\overline{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
Entre sol (1,2,3)	2750	2.38	4,76	0.04	52	43,7225	0,168	1	<i>vérifiée</i>
RDC+ étage 1	2475	2.14	4,75	0.04	52	37,8891	0,162	1	<i>vérifiée</i>
2 ^{ème} étage	2250	2.14	4,75	0.04	47	34,8591	0,165	1	<i>vérifiée</i>
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étages	2000	2.14	5,35	0,075	47	34,1752	0,185	1,875	<i>vérifiée</i>
(5,6,7) ^{ème} étages	1800	2.14	5,35	0,075	42	48,7404	0,290	1.875	<i>vérifiée</i>

V.2.5 Dispositions constructives

▪ **Longueur des crochets :** - $L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10\text{cm}$

▪ **Longueur de recouvrement**

$L_r \geq 40 \times \phi :$

$\phi = 15\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,5 = 60\text{cm}$

On adopte: $L_r = 60\text{cm}$.

$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1,2 = 48\text{cm}$

On adopte: $L_r = 50\text{cm}$.

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA99/2003).

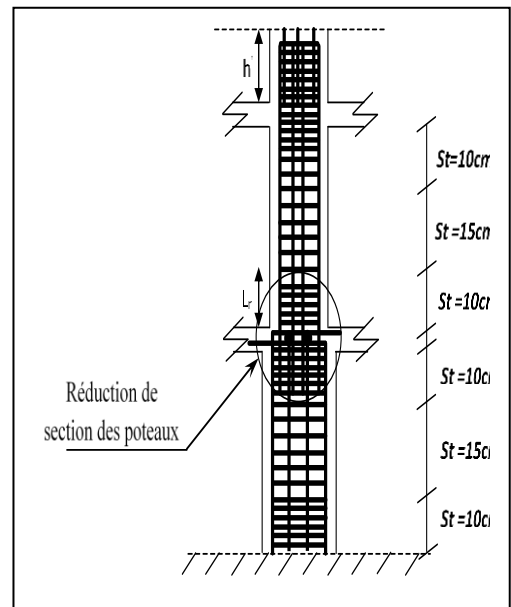
La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante :

Avec : -h' = max (h_e/6 ; h₁ ; b₁ ; 60cm). - L' = 2 h . .

h_e : Hauteur de chaque niveau.

Entre sol : - L' (P.Y) = 2×40= 80cm.

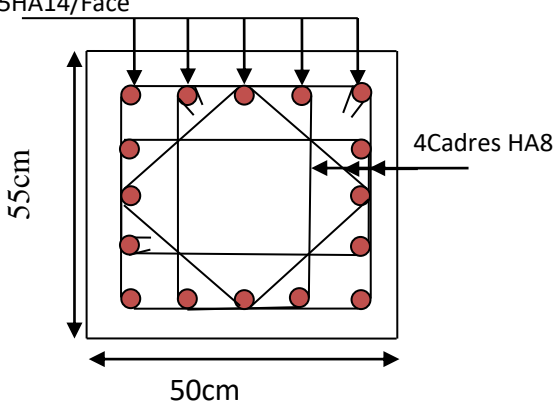
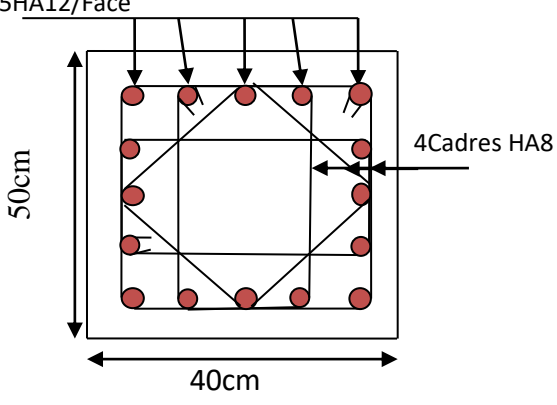
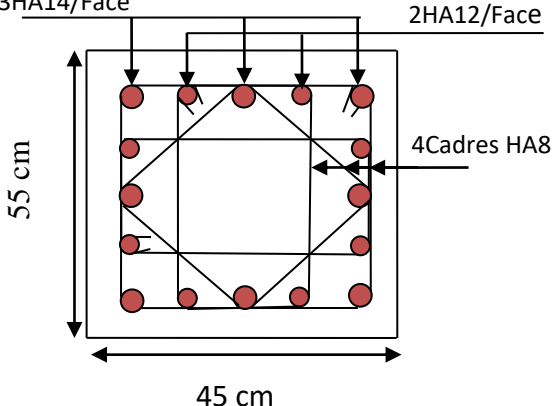
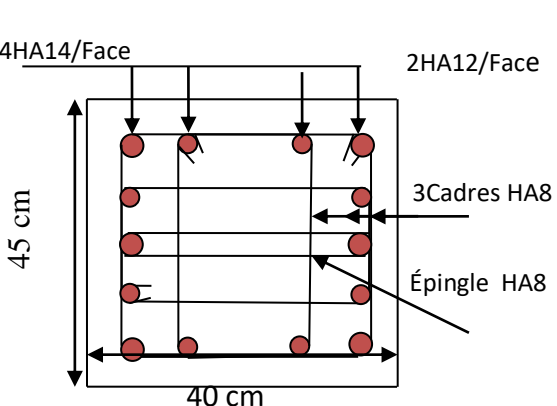
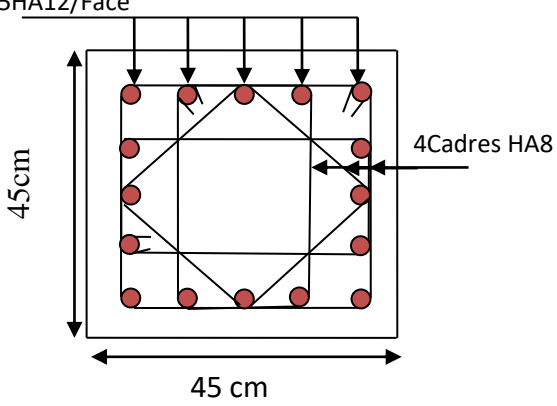
- L' (P.X) = 2×35 = 70cm. ; -h' = max(50 ; 55 ; 50 ; 60) = 60 cm .



.•étage courant : - $L' = 80 \text{ cm}$; - $L' = 80 \text{ cm}$; - $h' = 60 \text{ cm}$.

V.2.6 Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V.8. Ferrailage des sections des poteaux.

Entre sol 1,2,3	3 et 4ème étage
<p>5HA14/Face</p>  <p>50cm</p> <p>55cm</p> <p>4Cadres HA8</p>	<p>5HA12/Face</p>  <p>40cm</p> <p>50cm</p> <p>4Cadres HA8</p>
RDC et 1er étage	5 et 6 et 7 ème étages
<p>3HA14/Face</p> <p>2HA12/Face</p>  <p>45 cm</p> <p>55 cm</p> <p>4Cadres HA8</p>	<p>e</p> <p>4HA14/Face</p> <p>2HA12/Face</p>  <p>40 cm</p> <p>45 cm</p> <p>3Cadres HA8</p> <p>Épingle HA8</p>
2 ème étages	
<p>5HA12/Face</p>  <p>45 cm</p> <p>45 cm</p> <p>4Cadres HA8</p>	

V.3 Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales, les poutres secondaires.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS.V16**. Combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

* $1.35G + 1.5Q$;	$G + Q$
* $G + Q \pm E$;	$0.8G \pm E$

V.3.1 Recommandation du RPA99

a) Armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_l^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi$ (zone IIa) avec : ϕ_{\max} : est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

b) Armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimale est donnée par : $A_t = 0.003 \times S_t \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales, est donné comme suit :
 - $S_t = \min\left(\frac{h}{4}, 12 \times \phi_1\right)$. : dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires.
 - $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale. Avec : h : La hauteur de la poutre
- La valeur du diamètre ϕ_1 est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu de l'appui ou de l'encastrement.

Les sections minimales et maximales préconisée par le RPA99V2003 :

Tableau V.9. Armatures les longitudinales min et max dans les poutres selon le RPA99/2003.

Type de poutre	Section (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²)	
			zone nodale	zone de recouvrement
<i>Selon XX</i>	30×35	5,25	42	63
<i>Selon YY</i>	30×40	6	48	72

V.3.2. Sollicitations de calcul

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.10. Les sollicitations les plus défavorables.

Niveaux	Selon XX			Selon YY		
	M _{travée}	M _{appui}	V	M _{travée}	M _{appui}	V
Entre sol (1,2,3)	-74,1795	-107,3078	-148,0773	-74,1795	-107,3078	-148,07773
RDC+ étage 1	-49,545	-80,1955	-102,2016	-49,545	-80,1955	-102,2016
2ème étage	-50,1539	-80,9145	-102,2016	-50,1539	-80,9145	-102,2016
3ème et 4ème étages	51,3755	87,9778	105,6183	51,3755	87,9778	105,6183
(5,6,7)ème étages	54,2086	75,9425	100,69	54,2086	75,9425	100,69

V.3.3. Ferrailage des poutres

a. Armatures longitudinales

a.1 Méthode de calcul des armatures à l'ELU (flexion simple)

➤ **Exemple de calcul**

Prenons comme exemple de calcul de ferrailage la poutre selon YY (30×40) la plus sollicitée

Avec les sollicitations suivantes : (ELU) ... $\begin{cases} M_t = 74,1795 \text{ KN.m.} \\ M_a = 107,3078 \text{ KN.m.} \end{cases}$

- **Armatures en travée :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{74,1795 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,37^2 \times 14,2} = 0,127 \Rightarrow \mu_{bu} = 0,127 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,170 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,344m$$

$$\text{Calcul de } A : A_{st} = \frac{M_t}{z \times f_{st}} = \frac{74,1795 \times 10^{-3}}{0,344 \times 348} \times 10^4 = 6,19cm^2$$

- **Armatures en appuis :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{107,3078 \times 10^{-3}}{0,3 \times 0,37^2 \times 14,2} \Rightarrow \mu_{bu} = 0,184 < 0,186 \Rightarrow A' = 0$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,392 \rightarrow \text{pivot } A$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,256 ; Z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,332m$$

$$\text{Calcul de A : } A_{st} = \frac{M_a}{z \times f_{st}} = \frac{107,3078 \times 10^{-3}}{0,332 \times 348} \times 10^4 = 9,28 \text{cm}^2$$

Le ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau.11. Armatures longitudinales dans les poutres.

NV	Type de poutre	Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres
Entre sol (1,2,3)	Px 30×35	Appuis	11,3	5,25	12,06	3HA16(filante) + 3HA16(chapeaux).
		Travée	7.4		9.11	3HA16(filante) + 2HA14(chapeaux).
	Py 30×40	Appuis	9,30	6	10.65	3HA16 (filante) + 3HA14(chapeaux).
		Travée	6,2		8,29	3HA16 (filante) + 2HA12 (chapeaux).
RDC+ étage 1	Px 30×35	Appuis	4,7	5,25	6,88	3HA14(filante)+ 2HA12(chapeaux).
		Travée	8		9,24	3HA14(filante) + 3HA14(chapeaux).
	Py 30×40	Appuis	6,7	6	6,88	3HA14 (filante)+ 2HA12 (chapeaux).
		Travée	4		6,88	3HA14 (filante) + 2HA12 (chapeaux).
2ème étage	Px 30×35	Appuis	8,1	5,25	9,24	3HA14(filante)+ 3HA14(chapeaux).
		Travée	4,8		6,88	3HA14(filante)+ 2HA12(chapeaux).
	Py 30×40	Appuis	6,8	6	6,88	3HA14(filante)+ 2HA12(chapeaux).
		Travée	4,1		6,88	3HA14(filante)+ 2HA12(chapeaux).
3ème et 4ème étages	Px 30×35	Appuis	8,9	5,25	9,24	3HA14 (filante) + 3HA14(chapeaux).
		Travée	4,9		6,88	3HA14 (filante) + 2HA12(chapeaux).
	Py	Appuis	7,4	6	8,01	3HA14(filante)+

	30×40		4,2		6,88	3HA12(chapeaux).
		Travée				3HA14(filante)+ 2HA12(chapeaux).
(5,6,7) ème étages	Px 30×35	Appuis	7,6	5,25	8,01	3HA14(filante)+ 3HA12(chapeaux)
		Travée	5,2			6,88
	Py 30×40	Appuis	6,3	6	6,88	3HA14(filante)+ 2HA12(chapeaux)
		Travée	4,4			6,88

b-Les armatures transversales

➤ **Diamètre des armatures transversales**

Soit ϕ_t le diamètre des armatures transversales telle que

$$\phi_t \leq \min \left(\phi_t ; \frac{h}{35} ; \frac{b}{10} \right) \text{BAEL91 (Article H.III.3)}$$

✓ **Poutres XX**

$$\phi_t \leq \min \left(1.2 ; \frac{35}{35} ; \frac{30}{10} \right) \text{cm} = \min(1.2 ; 1 ; 3) \text{cm}$$

$$\phi_{t_i} \leq 10 \text{mm} \text{ en prend } \phi_t = 8 \text{mm}$$

✓ **Poutres YY**

$$\phi \leq \min \left(1.2 ; \frac{40}{35} ; \frac{30}{10} \right) \text{cm} = \min(1.2 ; 1,14 ; 3) \text{cm}$$

$$\phi_t = 8 \text{mm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8 \text{mm} \Rightarrow A_t = 4HA8 = 2,01 \text{cm}^2$ (un cadre et un étrier) Ø8.

➤ **Calcul des espacements des armatures transversales**

Selon le RPA99/version2003 (art 7.5.2.2).

- **Zone nodale** : $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_{\min} ; 30 \text{cm} \right)$.
 - Poutres XX : $S_t \leq \text{Min}(8,75 \text{cm} ; 14,4 \text{cm} ; 30 \text{cm})$ Soit : **$S_t=8 \text{ cm}$**
 - Poutres YY : $S_t \leq \text{Min}(10 \text{cm}; 14.4 \text{cm}, 30 \text{cm})$ Soit : **$S_t=10 \text{ cm}$**
- **Zone courante** : $S_t \leq \frac{h}{2}$
 - Poutres XX : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} = 17,5 \text{cm} \Rightarrow$ Soit : **$S_t=15 \text{ cm}$**

- Poutres YY: $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{40}{2} = 20cm \Rightarrow$ Soit : $S_t = 15 \text{ cm}$

1) Vérifications des armatures transversales

- Pour les poutres XX:

$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$.

- Pour les poutres YY :

$A_t^{\min} = 0,003 \times S_t \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1.35cm^2$

$A_t = 2,01 \text{ cm}^2 > A_{t \min} = 1.35 \text{ cm}^2$ condition vérifiée pour toutes les poutres.

➤ **Vérification à l'ELU**

1) Condition de non fragilité

$$\begin{cases} A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,16cm^2 \rightarrow \text{Poutres XX.} \\ A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,34cm^2 \rightarrow \text{Poutres YY} \end{cases}$$

$A_{\min} < A_{cal}$; Donc la condition de non fragilité est vérifiée.

2) Vérification des contraintes tangentielles

▪ **Vérification de l'effort tranchant :**

- $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$; Tel que: $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$.

Fissuration peut nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant:

Tableau V.12. Vérification de l'effort tranchant.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Vérification
XX	148,0773	1,54	3.33	Vérifiée
YY	148,0773	1,33	3.33	Vérifiée

D'après les résultats ; on déduit qu'il n'y a pas de cisaillement car $\tau_{bu} < \bar{\tau}_u = 2.5MPa$.

▪ **Vérification des armatures longitudinales au cisaillement**

➤ En appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ **BAEL91 (Art IV.1)**

➤ En appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ **BAEL91 (Art IV.2)**

Les résultats sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau V.13. Vérification au cisaillement.

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (MN)	M _a (MN.m)	$\frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$ (cm ²)	$\frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d})$ (cm ²)	Observation
XX	12,06	148,0773	-107,3078	4,25	-6,45	Vérifiée
YY	10,65	148,0773	-107,3078	4,25	-5,01	Vérifiée

➤ Vérification à l'ELS

• L'Etat limite d'ouvertures des fissures

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

• État limite de compression du béton

La fissuration est peu nuisible donc il faut juste vérifier la contrainte de compression du béton est nécessaire.

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

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

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

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau V.14. Vérification de l'état limite de compression du béton.

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN.m)$	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Vérification
XX	Appui	-74,9282	14,52	85886,64	12,66	15	Vérifiée
	Travée	-52,2775	13,12	82585,54	8,31	15	Vérifiée
YY	Appui	-74,9282	15,23	111037,21	10,28	15	Vérifiée
	Travée	-52,2775	13,85	93209,38	7,77	15	Vérifiée

• Vérification de la flèche : D'après le CBA93 et BAEL91/99, la vérification de la flèche

est inutile si les conditions suivantes sont satisfaites :

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

✓ Poutres XX

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{500} = 0,07 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = 0,07 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,18 \dots\dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{9,11 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,33} = 0,0092 \leq \frac{5}{f_e} = 0,0125 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

La 2 éme conditions n'est pas satisfaites, la vérification de la fléché est nécessaire .

Tableau.15. La flèche de la poutres X-X (30*35)

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	2.80	<i>M_j</i>	7	<i>σ_{stj}</i>	26,92	<i>f_{ji}</i>	0,359
<i>g</i>	5,38	<i>M_g</i>	14,5	<i>σ_{stg}</i>	55,76	<i>f_{gi}</i>	0,94
						<i>f_{gv}</i>	2,47
<i>p</i>	10,38	<i>M_p</i>	39,5	<i>σ_{stp}</i>	151,91	<i>f_{pi}</i>	4,45

- $f = 5,62 \text{ mm} < f_{adm} = 10 \text{ mm}$ la condition de la flèche est vérifiée pour la poutre (X-X).

✓ Poutres Y-Y

$$\left[\begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{40}{420} = 0,095 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{h}{L} = 0,095 \leq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0,18 \quad \dots\dots \text{Condition non vérifiée.} \\ \frac{A}{b \times d} = \frac{8,29 \times 10^{-4}}{0,30 \times 0,38} = 0,0072 \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \dots\dots \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

-La 3ème conditions n'est pas satisfaites, la vérification de la flèche est nécessaire.

Tableau.16. la flèche de la poutre (Y-Y).

Données (KN/m)		Moments (KN.m)		Contraintes(MPa)		Flèches(mm)	
<i>J</i>	2.80	<i>M_j</i>	4.93	<i>σ_{stj}</i>	17,89	<i>f_{ji}</i>	0,124
<i>g</i>	5.38	<i>M_g</i>	10,23	<i>σ_{stg}</i>	37,055	<i>f_{gi}</i>	0,257
						<i>f_{gv}</i>	0,772
<i>p</i>	10.38	<i>M_p</i>	27,87	<i>σ_{stp}</i>	100,94	<i>f_{pi}</i>	1,248

- $f = 1,64 \text{ mm} < f_{adm} = 8,4 \text{ mm}$ la condition de la flèche est vérifiée pour la Poutre(Y-Y).

V.3.4. Vérification des zones nodales

La vérification des zones nodales convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique c-a-dire : $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ RPA99/2003(art7.6.2).

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Ce pendant cette vérification est facilitative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droite de la poutre.

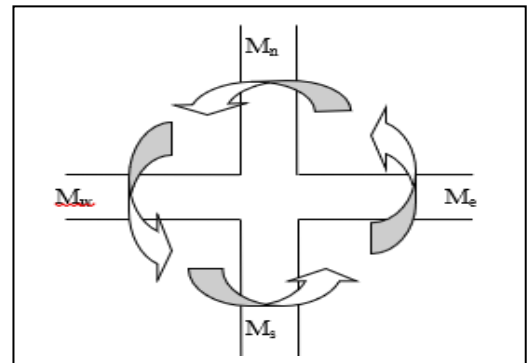


Figure V.2 Les moments dans la zone nodale

V.3.4.1 Détermination du moment résistant dans les poteaux : Le moment résistant (M_R)

d’une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.- De la quantité d’armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$M_R = z \times A_s \times \sigma_s ; \sigma_s = 348\text{MPa} ; Z=0,9 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

-Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous:

Tableau V.17. Moment résistant dans les poteaux.

Niveau	h (m)	z (m)	A_s (cm ²)	M_R (kn.m)
Entre sol (1,2,3)	0.55	0.495	7,7	132,64
RDC+ étage 1	0.55	0.495	6,88	118,149
2ème étage	0.50	0.45	5,65	88,479
3 et 4ème étages	0,50	0.45	5,65	88,479
(5,6,7)ème étages	0.45	0.405	6,88	96,966

Les résultats des moments résistant dans les poutres sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.18. Moments résistants dans les poutres.

Niveau	h (m)	z (m)	A_s (cm ²)	M_R (kn.m)
Entre sol (1,2,3)	0,40	0,36	10,65	133,42
RDC+ étage 1	0,40	0,36	6,88	86,19
2ème étage	0,40	0,36	6,88	86,19
3 et 4ème étages	0,40	0,36	8,01	100,35
(5,6,7)ème étages	0,40	0,36	6,88	86,19

V.3.4.2 Vérification

Les résultats des vérifications de la condition $|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times (|M_w| + |M_e|)$ sont donnés dans le tableau suivant :

Tableau V.19. Vérification de la zone nodale.

Niveau	M_N	M_S	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Observation
Entre sol 2	132,64	132,64	265,28	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
Entre sol 1	132,64	132,64	264,28	133,42	133,42	333,55	Vérifiée
RDC	118,149	132,64	250,789	86,19	86,19	215,475	Vérifiée
Etage1	118,149	118,149	236,298	86,19	86,19	215,475	Vérifiée
Etage2	88,479	118,149	206,628	86,19	86,19	215,475	Vérifiée
Etage3	88,479	88,479	176,958	100,35	100,35	250,875	Vérifiée
Etage4	96,966	88,479	185,445	100,35	100,35	250,875	Vérifiée
Etage5	96,966	96,966	193,932	86,19	86,19	215,475	Vérifiée
Etage6	96,966	96,966	193,932	86,19	86,19	215,475	Vérifiée
Etage7	96,966	96,966	193,932	86,19	86,19	215,475	Vérifiée

-Interprétation des résultats

On voit bien que les moments résistants dans les poteaux sont supérieurs aux moments résistants dans les poutres dans les deux sens donc la formation des rotules plastiques se fera dans les poutres et non pas dans les poteaux.

- Exemple de ferrailage d'une poutre YY du Entre sol (1,2,3) .

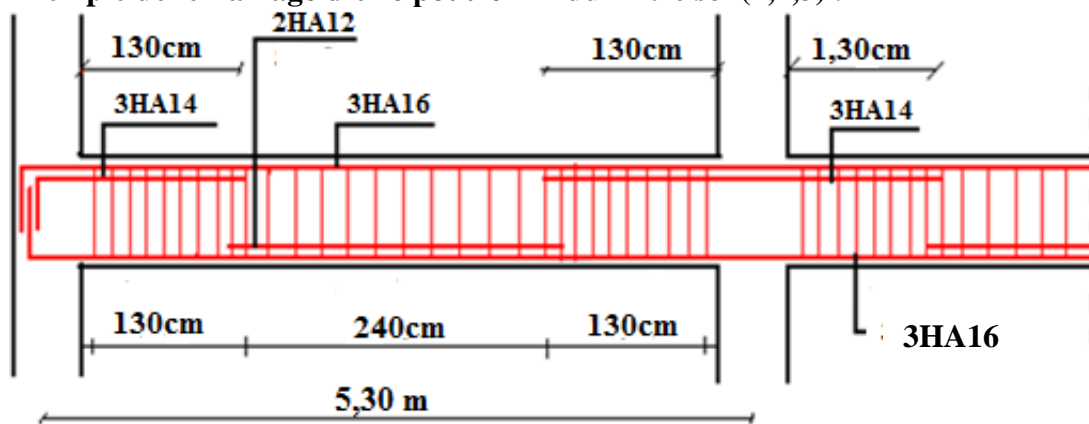


Figure V.3 Exemple de dispositions constructives de la poutre principale.

Coupe de schéma de ferrailage de poutre Y-Y (30.40) entre sol(1,2,3) :

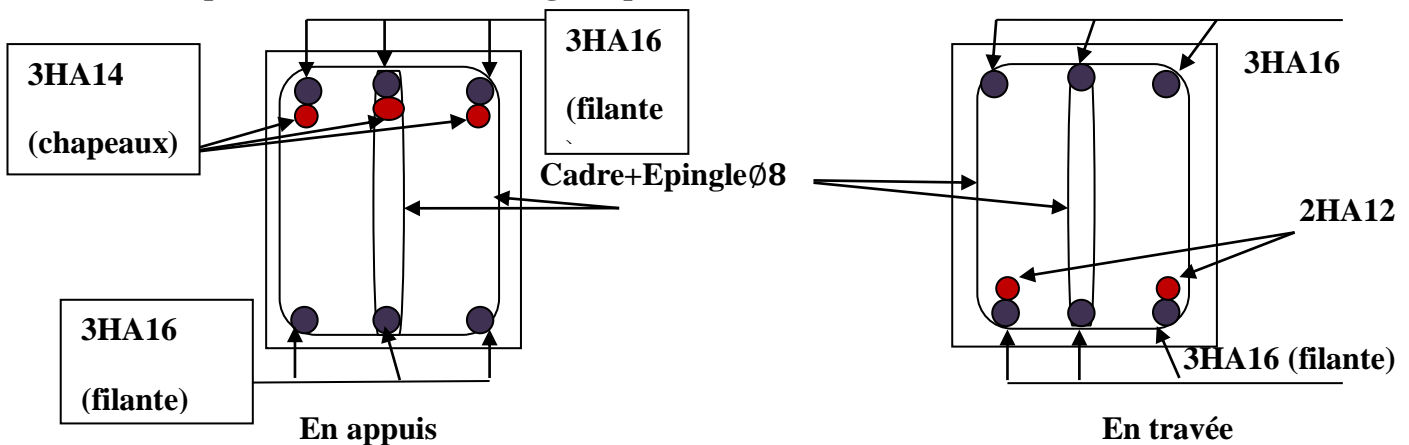


Figure V.4 Schéma de ferrailage des poutres Y-Y (30.40) entre sol (1,2,3)ᶠ.

V.4 Etude des voiles

Le RPA99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les combinaisons de calcul à prendre sont les suivants :

* $1.35G+1.5Q$;	$G+Q$
* $G+Q\pm E$;	$0.8G\pm E$

V.4.1 Recommandation du RPA 99/Version2003(art 7.7.4.1) :

1. Armatures verticales

Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles. Ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ $A_{t_{min}}$ avec L_t : longueur de la zone tendue ; e : épaisseur du voile
- ✓ les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile
- ✓ A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{1}{10}$ de la longueur du voile. Cet espacement d'extrémité doit être au plus égal à 15cm.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

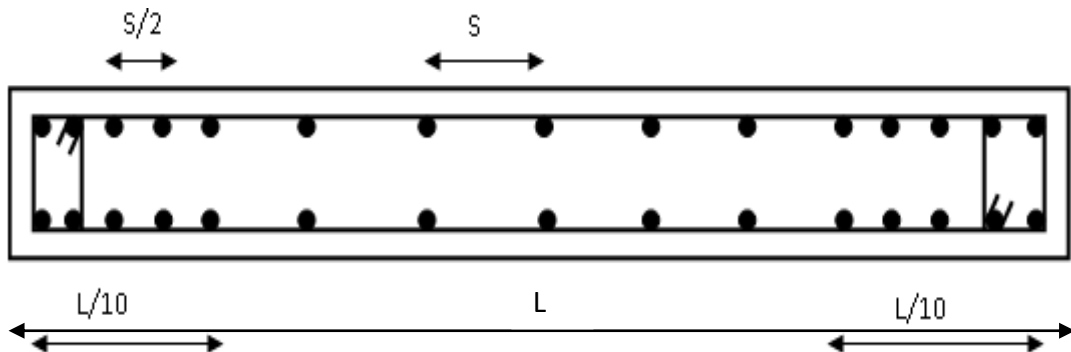


Figure V.5 Disposition des armatures verticales.

2. Armatures horizontales

Elles sont destinées à reprendre les efforts tranchants, disposées en deux nappes vers l'extrémité des armatures verticales pour empêcher leur flambement et elles doivent être munies de crochets à 135° avec une longueur égale à : $10 \times \varphi$

3. Armatures transversales

Destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, Elles sont en nombre de 4 épingles par 1m^2 au moins.

4. Armatures de couture

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$ avec $V=1,4V_u$

5. Règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimal d'armatures est de :
 - $A_{min} = 0.15\% e. h$ dans la zone extrême de voile.
 - $A_{min} = 0.10\% e. h$ dans la zone courante du voile.
- Le diamètre des barres (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $\frac{1}{10}$ de l'épaisseur du voile.
- L'espacement $S_t = \min(1.5 \times e; 30cm)$ avec e : épaisseur du voile.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - 40ϕ : pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.2 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent à la flexion composée ils seront donc ferrillés sous effort normal « N » et le moment fléchissant « M ». Ces efforts sont tirés directement du SAP2000 avec les sollicitations issues des combinaisons précédentes .et on prend les plus défavorables :

- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{max} \rightarrow N_{corr}$)
- Effort normal maximal avec le moment correspondant ($N_{max} \rightarrow M_{corr}$)
- Effort normal minimal avec le moment correspondant ($N_{min} \rightarrow M_{corr}$)

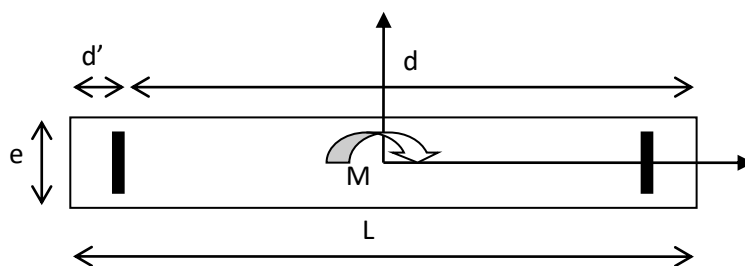


Figure V.6 Schéma d'un voile plein

Le calcul des armatures verticales se fait en flexion composée sous M et N pour une section $(e \times l)$.

- A_v^{min} : section d'armature verticale minimale dans le voile ($A_v^{min} = 0,15\% \times e \times l$).
- A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans la zone tendue ($A_v^{min} = 0,2\% \times e \times L_t$).
- A_v^{min} : Section d'armature verticale minimale dans la zone comprimée. ($A_v^{min} = 0,1\% \times e \times L_c$).
- A_v^{cal} : section d'armature calculée dans l'élément.

- A_v^{adop} : section d'armature adoptée pour une seule face de voile. • S_t : espacement.
- $A_h^{min} = 0,15\% \times e \times l$: section d'armature horizontale minimale dans le voile.
- A_h^{calc} : section d'armature horizontale calculée.
- A_h^{adop} : section d'armature horizontale adoptée par espacement.
- N^{bre} : nombre de barre adoptée par espacement.
- **Calcul des sollicitations :**

Sens y-y' : Les résultats obtenus sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau V.20. Sollicitations maximales dans le voile $V_{y4}=2,6m$.

Niveau	N _{max} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		N _{min} et M _{corres}		V _u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre sol (1,2,3)	-1246,482	31,595	31,595	-1246,48	-536,499	8,038	-6,277
RDC+ étage 1	-957,217	19,668	19,668	-957,217	-453,416	-2,552	-9,933
2 ^{ème} étage	-759,182	-6,986	-6,986	-759,182	-395,931	-4,332	-14,869
3 et 4 ^{ème} étages	-682,855	-13,897	-14,186	-603,023	-314,665	-7,262	-19,032
5,6,7 ^{ème} étages	-481,676	-15,756	-23,984	-251,288	-132,537	-12,308	-22,454

- **Sens x,x'**

Tableau V.21. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x2} = 1,5m$.

Niveau	N _{max} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		N _{min} et M _{corres}		V _u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre sol (1,2,3)	-1128,596	33,776	33,776	-1128,59	-472,121	8,308	-17,849
RDC+ étage 1	-886,661	28,164	28,164	-886,661	-391,299	-0,738	12,468
2 ^{ème} étage	-694,053	-2,686	-2,686	-694,053	-349,019	-0,228	-4,505
3 et 4 ^{ème} étages	-625,556	-9,560	-9,560	-625,556	-276,941	-1,955	-8,146
5,6,7 ^{ème} étages	-448,697	-3,122	-5,951	-349,698	-118,682	-0,731	-4,464

Tableau V.22. Sollicitations maximales dans le voile $V_{x4} = 2,45m$.

Niveau	N _{max} et M _{corres}		M _{max} et N _{corres}		N _{min} et M _{corres}		V _u (KN)
	N (KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N (KN)	N (KN)	M(KN.m)	
Entre sol (1,2,3)	-1134,223	-7,924	-26,640	-1016,53	-480,213	-5,645	-31,331
RDC+ étage 1	-881,317	-27,507	-44,481	-730,595	-392,905	-13,560	-37,546
2 ^{ème} étage	-665,447	-40,361	-40,631	-665,447	-352,726	-16,213	-37,035
3 et 4 ^{ème} étages	-594,679	-42,701	-48,855	-519,842	-272,399	-22,301	-39,052
5,6,7 ^{ème} étages	-439	-52,60	-64,04	-284,346	-146,495	-29,60	-48,09

-Le calcul des voiles sont fait par les sollicitations les plus défavorables, les résultats obtenus sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Sens y-y': **Tableau V.23. Ferrailage du voile $V_{y4}=2,6$ m.**

Niveau	Entre sol(1,2,3)	RDC et 1 er étages	2 éme étages	3,4 éme étages	5,6,7 éme étages
Section (cm ²)	260×15	260×15	260×15	260×15	260×15
M(KN.m)	31,5946	19,6682	6,9864	14,1857	23,9843
N(KN)	1246,4822	957,2176	759,1821	603,0233	251,288
V(KN)	6,2768	9,9331	14,8694	19,0317	22,4537
Type de section	SET	SET	SET	SET	SET
τ (MPa)	0,025	0,039	0,59	0,076	0,089
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	17,92	13,76	10,91	8,668	3,61
A_v^{min} (cm ²)	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
$A_{v,adop}$ (cm ²)	21,55	15,83	11,31	9,05	9,05
N^{bre} /par face	14HA14	14HA12	10HA12	8HA12	8HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0,024	0,037	0,56	0,073	0,085
A_h^{min} (cm ²)	5,85	5,85	5,85	5,85	5,85
A_h^{adop} (cm ²)	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79
N^{bre} /par Plan	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20

- Sens x-x :

Tableau V.24. Ferrailage du voile $V_{x2}=1.5\text{ m}$.

Niveau	Etre sol (1,2,3)	RDC+1 éme étages	2 éme étages	3,4 éme étages	5,6,7 éme étages
Section (cm ²)	150×15	150×15	150×15	150×15	150×15
M(KN.m)	-33,776	-28,164	2,686	9,550	5,951
N(KN)	1128,596	886,661	694,053	625,556	349,698
V(KN)	17,849	-12,468	4,505	8,146	4,464
Type de section	SET	SET	SET	SET	SET
τ (MPa)	0,123	0,086	0,031	0,056	0,031
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	16,223	12,746	9,977	8,992	5,027
A_v^{min} (cm ²)	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
$A_{v.adop}$ (cm ²)	20,11	13,50	11,31	9,05	9,05
N^{bre} /par face	10HA16	10HA10+ 4HA12	10HA12	8HA12	8HA12
S_{iv} (cm)	15	15	15	15	15
A_h^{cal} (cm ²)	0,118	0,0824	0,029	0,054	0,029
A_h^{min} (cm ²)	3,375	3,375	3,375	3,375	3,375
A_h^{adop} (cm ²)	3,93	3,93	3,93	3,93	3,93
N^{bre} /par Plan	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10	5HA10
S_{th} (cm)	20	20	20	20	20

Tableau V.25. Ferrailage du voile $V_{x4}=2,45$ m

Niveau	Etre sol (1,2,3)	RDC+1 éme étages	2 éme étages	3,4 éme étages	5,6,7 éme étages
Section (cm ²)	245×15	245×15	245×15	245×15	245×15
M(KN.m)	26,64	44,481	40,631	48,855	64,04
N(KN)	1016,533	730,595	665,447	519,842	284,346
V(KN)	31,331	37,546	37,035	39,052	48,09
Type de section	SET	SET	SET	SET	SET
τ (MPa)	0,133	0,159	0,156	0,165	0,149
$\bar{\tau}=0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal} /face (cm ²)	14,612	10,50	9,566	7,47	4,087
A_v^{min} (cm ²)	7,5	7,5	7,5	7,5	7,5
$A_{v.adop}$ (cm ²)	14,70	14,70	11.31	11.31	11.31
N^{bre} /par face	13HA12	13HA12	10HA12	10HA12	10HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h^{cal} (cm ²)	0,127	0,152	0,149	0,158	0,143
A_h^{min} (cm ²)	5,512	5,512	5,512	5,512	5,512
A_h^{adop} (cm ²)	6,79	6,79	6,79	6,79	6,79
N^{bre} /par Plan	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
S_t (cm)	20	20	20	20	20

Exemples de schéma de ferrailage d'un voile V_{x2} (entre sol 1,2,3) :

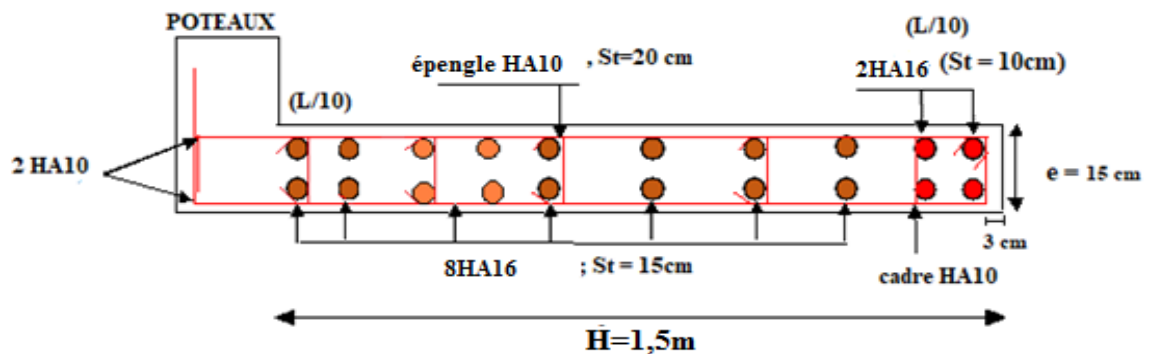


Figure V.7 Schéma de ferrailage du voile $V_{x2}=1,5$ m .

V. 5 Conclusion

Au terme de ce chapitre, nous avons étudié les différents éléments principaux. Les poteaux ont été calculés et ferrailés (F.C) . Il est noté que le ferrailage minimum du RPA99/2003 est souvent plus important que celui calculé par le CBA93 et BAEL91/99. Les poutres(F.S) ainsi Les voiles de contreventement(F.C) sont ferrillées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS.

Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA99/2003, CBA93 et le BAEL91/99.

CHAPITRE V

Etude des éléments structuraux

VI.1. Introduction

L'infrastructure est la partie au-dessous du niveau 0.00 c'est l'ensemble des éléments, elle a pour objectif la transmission des déferont charge venue de la superstructure vers sol, cette transmission peut se faire par un contacte directe (semelles posées directement sur le sol \Rightarrow fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux \Rightarrow fondations profondes).

Une bonne conception de l'infrastructure en termes de stabilité et résistance peut assurée :

- Un bon encastrement de la structure dans le sol.
- Une bonne transmission des efforts apportés par la superstructure au sol d'assise.
- Une bonne limitation des tassements différentiels

VI.2. Etude des fondations

VI.2.1. Les déferent type de fondation

Le D.T.U 13-12 définit les déferent types de fondation en fonction du rapport D/B est qui sont:

- $D/B \leq 6$: fondation superficielle (isole ; filant ou radier générale)
- $6 < D/B < 10$: fondation semi profond (puits)
- $D/B \geq 10$: fondation profonde (pieu

VI.2.2. Choix du type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La nature du sol.
- La profondeur du sol résistant.

Pour notre projet on adaptera des semelles superficielles ($D=2m \leq B \times 6$). Ensuite pour le choix du type on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2.3. Capacité portante du sol d'assise

Les essais in situ et les analyses de laboratoire effectués dans le cadre de l'étude de sol projet réservée aux 22 logement LSP , a SIDI AHMED Bejaia on permet de conclure les résultats suivants :

- Les sondages pénétrométriques nous ont permis de déterminer la résistance du sol, son homogénéité ainsi que sa capacité portante. L'analyse des pétrographes a enregistré des résistances de pointe faible en surface.
- Après essai et calcul on a pu déterminer les caractéristiques suivant : D (encrage)=1,5m ; $\sigma = 2$ bar (contrainte admissible) ; classification du site S3

VI.2.4. Vérification vis-à-vis les fondations superficielles

VI.2.4.1. Semelles isolées :

A/Combinaisons d'actions à considérer :D'après le RPA99/Version 2003(Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons suivantes :

- ELS
- ELU

La vérification à faire

$$\text{est : } \sigma = \frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow$$

$$S = A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots(1)$$

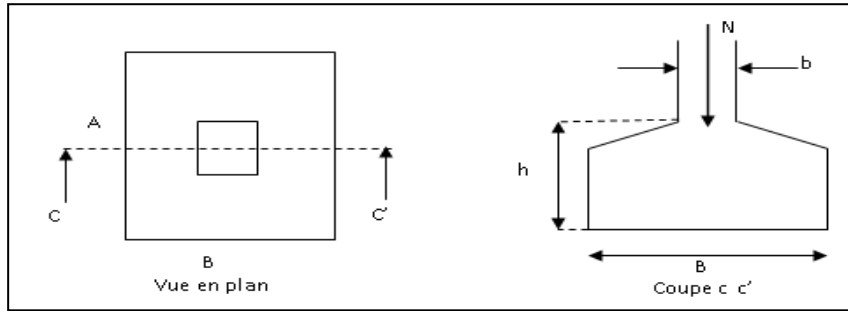


Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.

N=1607,91.KN (effort normal du poteau le plus sollicité donné par le logiciel ETABS)

Donne : On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$

On remplace la valeur de A donné (1) ce qui donne :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,5}{0,55} \times \frac{1,60791}{0,2}} = 2,7 \text{ m } L_{\min}(\text{entre axe des poteaux}) = 0,8 \text{ m ; On remarque}$$

qu'il y'a un chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est exclure.

VI 2.4.2. Vérification des semelles filantes

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 10 poteaux (N1, N2, N3, N4, N5 ,N6,N7,N8,N9,N10).

Avec :

$$N = \sum_{i=1}^{i=10} N = 1376,96 + 1322,58 + 1248,77 + 1157,97 + 1002,02 + 997,38 + 986,98 + 815,75 + 650,64 + 634,63$$

$$N = \sum_{i=1}^{i=10} N = 10193,68 \text{ KN}$$

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} = \frac{10193,68 \times 10^{-3}}{0,2 \times 28,65} = 1,78 \text{ m .}$$

-l'entraxe minimale des poteaux est de 0,8m en remarque que le chevauchement entre les semelles filantes ,

selon l'analyse du site et la conclusion du rapport du sol ,on doit utiliser un radier générale.

VI .2.4.3. Radier général nervuré

1. Pré dimensionnement

Le radier est considéré comme infiniment rigide,
Donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

➤ **Condition de coffrage**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{10} ; h_r \geq \frac{L_{\max}}{20} .$$

h_t : hauteur des nervures ; h_r : hauteur de la dalle.

L_{\max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs $L_{\max} = 5,30$ m.

Ce qui donne : $h_t \geq 53\text{cm}$; $h_r \geq 26,5\text{cm}$.

➤ **La condition de rigidité**

Pour un radier rigide, il faut que $L_{\max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$ avec $L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{k \times b}}$

L_e : Est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7$ KN/m².

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen ($\sigma_{adm} = 2$ bar). $K = 4 \times 10^4$ KN/m³

b : La largeur de la semelle.

$$I = \frac{bh_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0,785\text{m} ; \text{Donc : } h_t \geq 78,5\text{cm}.$$

$$\text{Surface du radier : } S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} \dots S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{200} = \frac{43437,09}{200} = 217,18 \text{ m}^2$$

$$R_{radier} = 217,18 \text{ m}^2 \leq B_{\text{bâtiment}} = 439,68 \text{ m}^2 \Rightarrow \text{le radier est sans débord.}$$

On opte pour $R_{radier} = S_{\text{bâtiment}}$.

➤ **Condition de cisaillement :**

$$\tau_{bu}^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \tau_{adm} = 0,05 f_{c28} \dots \dots \dots (I)$$

$$V_d = \frac{N_d \times L_{\max} \times 1\text{m}}{2 \times S_{radier}} \Rightarrow V_d = \frac{59963,72 \times 5,3 \times 1}{2 \times 439,68} = 361,41\text{KN}$$

$$\text{de (I)} \Rightarrow d \geq \frac{V_d \times b}{1.25} = \frac{361,41 \times 10^{-3} \times 1}{1.25} = 0,289\text{m} = 28,9\text{cm}$$

• A partir des ces trois conditions on opte pour :

– $h_t = 80$ cm pour les nervures du radier.

– $h_r = 40$ cm pour la dalle du radier.

La surface du radier $S_{rad} = S_{bat} = 439,68 \text{ m}^2$.

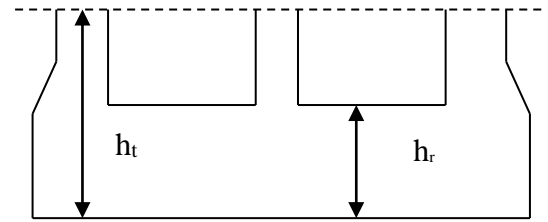


Figure VI.2. Dimension du radier.

2-Les vérifications :

➤ Vérification au poinçonnement

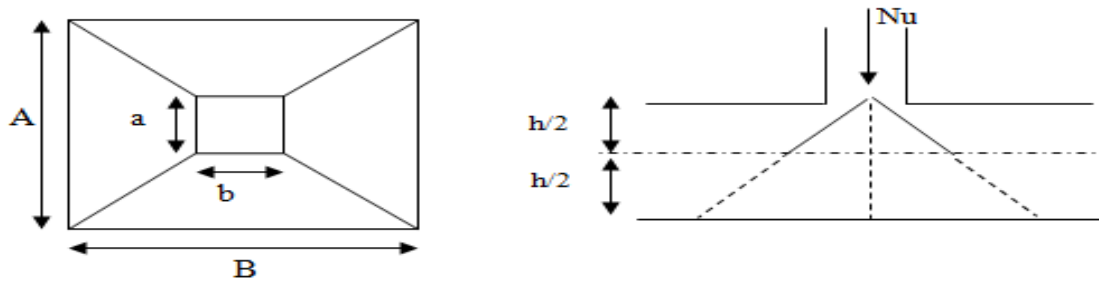


Figure VI.3. Zone de contact poteau- radier.

Il faut vérifier que : $N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ BAEL99 (article A.5.2,41),

Avec : N_d : L'effort normal du poteau le plus sollicité.

h_t : hauteur de la nervure ; U_c : Le périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$a = 0,55 \text{ m}$; $b = 0,50 \text{ m}$.

$$\Rightarrow U_c = 2 \times (A + B) \text{ avec : } \begin{cases} A = a + h_t = 0,55 + 0,80 = 1,35 \text{ m} \\ B = b + h_t = 0,50 + 0,80 = 1,3 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow U_c = 5,3 \text{ m}$$

$$N_d = 1,60791 \text{ MN} \leq 0,045 \times 5,3 \times 0,8 \times \frac{25}{1.15} = 4,15 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

- Pas d'armatures d'effort tranchant.

➤ Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal Il faut vérifier que :

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol} ; \quad \sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \times e \quad \text{dans les deux sens}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

M_y ; M_x : Moment sismique à la base tiré du logiciel ETABS V16 .

• Dans le sens x-x

$N=43,437 \text{ MN}$ $M_x=37,388 \text{ MN.m}$ $I_{xg}=7365,1 \text{ m}^4$ $Y_G=10,46 \text{ m}$.

$$\begin{cases} \sigma_{\max} = \frac{43,437}{439,68} + \frac{37,388}{7365,1} \times 10,46 = 0,152 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{43,437}{439,68} - \frac{37,388}{7365,1} \times 10,46 = 0,045 \text{ MPa} \\ \sigma_{moy} = 0,125 \text{ MPa} < 0,2 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifier .} \end{cases}$$

- Dans le sens y-y

$$N = 43,437 \text{ MN} \quad M_y = 40,943 \text{ MN.m} \quad I_{yg} = 23817 \text{ m}^2 \quad X_G = 16,46 \text{ m.}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{\max} = \frac{43,437}{439,68} + \frac{40,943}{23817} \times 16,46 = 0,127 \text{ MPa} \\ \sigma_{\min} = \frac{43,437}{439,68} - \frac{40,943}{23817} \times 16,46 = 0,07 \text{ MPa} \\ \sigma_{\text{moy}} = 0,112 \text{ MPa} < 0,2 \text{ MPa} \dots\dots \text{vérifier.} \end{array} \right.$$

Remarque : Les contraintes sont vérifiées dans le sens X-X et Y-Y. donc la section adoptée est satisfaisante $S = 439,68 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification de la stabilité au renversement**

Selon (Article 10.1.5) RPA99V2003, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Sens x-x : $e = \frac{37,388}{43,437} = 0,861 \text{ m} < \frac{28,65}{4} = 7,16 \text{ m}$

Sens y-y : $e = \frac{40,94}{43,437} = 0,942 \text{ m} < \frac{17,4}{4} = 4,35 \text{ m}$

Pas de risque au renversement dans les deux sens.

➤ **Vérification de la poussée hydrostatique**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{\text{rad}} \times \gamma_w$; Avec :

$N = 43437,09 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 1,5 \text{ m}$, la hauteur de la partie encrée du bâtiment).

$F_s = 1,15$ (coefficient de sécurité) .

$S_{\text{rad}} = 439,68 \text{ m}^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique d'eau)

On trouve :

- $N = 43437,09 \text{ KN} \geq 1.15 \times 1,5 \times 439,68 \times 10 = 7584,48 \text{ KN} \dots\dots$ vérifiée.

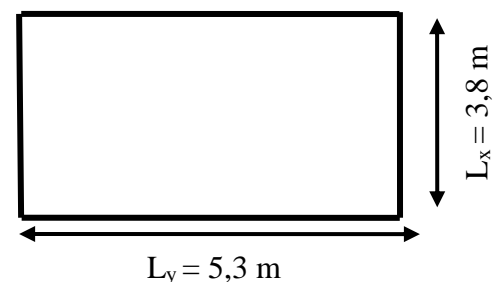
Le bâtiment est stable vis-à-vis la poussée hydrostatique de l'eau.

2. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme une dalle pleine renversée, et sollicitée à la flexion simple. Le calcul se fera pour le panneau de dalle le plus sollicité et

On adoptera le même ferrailage pour les autres.

$L_x = 3,8 \text{ m}$ et $L_y = 5,3 \text{ m}$.



VI.4. Dalle sur quatre appuis.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.40 = 10 \text{KN} / \text{m}^2.$$

➤ **Calcul des sollicitations**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{59963,7194}{439,68} + 1,35 \times 10 \Rightarrow q_u = 149,88 \text{KN} / \text{m}^2$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow \frac{43437,0925}{439,68} + 10 = 108,79 \text{KN} / \text{m}^2$$

Avec N_u est l'effort normal ramené par la superstructure, et G_0 le poids propre du radier.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.8}{5,3} = 0.71 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

L'ELU : $\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0671 \\ \mu_y = 0,4471 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \times q \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0671 \times 149,88 \times 3,8^2 = 145,22 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,4471 \times 145,22 = 64,92 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

Moment en travées $\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 \times M_x = 123,437 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 55,18 \text{KN.m} \end{array} \right.$

Moment en appuis $\left\{ \begin{array}{l} M_a^x = -0.5 \times M_x = -72,61 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_y = -32,46 \text{KN.m} \end{array} \right.$

L'ELS :

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0731 \\ \mu_y = 0,594 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{(Annexe I)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0731 \times 108,79 \times 3.8^2 = 114,83 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0.4050 \times 114,83 = 68,21 \text{KN.m} \end{array} \right.$$

Moment en travées $\left\{ \begin{array}{l} M_t^x = 0.85 \times M_x = 97,61 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0,85 \times M_y = 57,98 \text{KN.m} \end{array} \right.$

Moment en appuis $\left\{ \begin{array}{l} M_a^x = -0,5 \times M_x = -57,41 \text{KN.m} \\ M_a^y = -0.5 \times M_y = -34,11 \text{KN.m} \end{array} \right.$

➤ **Ferraillage de la dalle**

Le ferraillage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m. Le ferraillage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.40) \text{m}^2$

➤ **Calcul de A_{min}**

$$\left. \begin{array}{l} e > 12\text{cm} \\ \rho \geq 0.4 \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = \rho_0 \left(\frac{3-\rho}{2} \right) \times b \times e \\ A_{min}^y = \rho_0 b e \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min}^x = 0.0008 \times \left(\frac{3-0.71}{2} \right) \times 100 \times 40 = 3,66\text{cm}^2 \\ A_{min}^y = 0.0008 \times 100 \times 40 = 3.2\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

➤ **Espacement des armatures**

Pour les deux sens : $S_t \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Ferrailage du radier.

Position	Sens	M_u KN.m	A_{Cat} (cm^2/ml)	A_{min} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée	Selon x	123,44	10,53	3,66	7HA14=10,78	12
	Selon y	55,18	4,61	3.2	5HA12=5.65	20
En appuis	Selon x	-72,61	6,095	3,66	6HA12=6,79	16
	Selon y	-32,46	2,69	3.2	5HA10=3.93	20

-L'ELS :

➤ **Vérification des contrainte du béton :** Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.2. Vérifications des contraintes du béton et l'acier.

Position	Sens	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (Mpa)	σ'_{bc} (Mpa)	σ_{st} (Mpa)	σ'_{st} (Mpa)	Observation
En travée	X-X	97,61	7,51	15	377,52	201.63	Non vérifiée
	Y-Y	57,98	5,99	15	446,44	201.63	Non vérifiée
En appuis	X-X	-57,41	5,35	15	349,87	201.63	Non vérifiée
	Y-Y	-34,11	3,52	15	262,61	201.63	Non vérifiée

-En recalculé à **L'ELS** : Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.3. Les nouvelles sections d'acier adopté à l'ELS.

Position	Sens	M_{ser} KN.m(cm^2)	A_{ELU} /ml)	A_{SER} (cm^2/ml)	$A_{choisit}$ (cm^2/ml)	S_t (cm)
En travée	Selon x	97,61	10,53	14,98	10HA14= 15,39	10
	Selon y	57,98	4,61	8,70	8HA12= 9.04	12
En appui	Selon x	-57,41	6,095	8,67	8HA12= 9,04	12
	Selon y	-34,11	2,69	5,12	5HA12= 5,65	14

- Schéma de ferrailage :

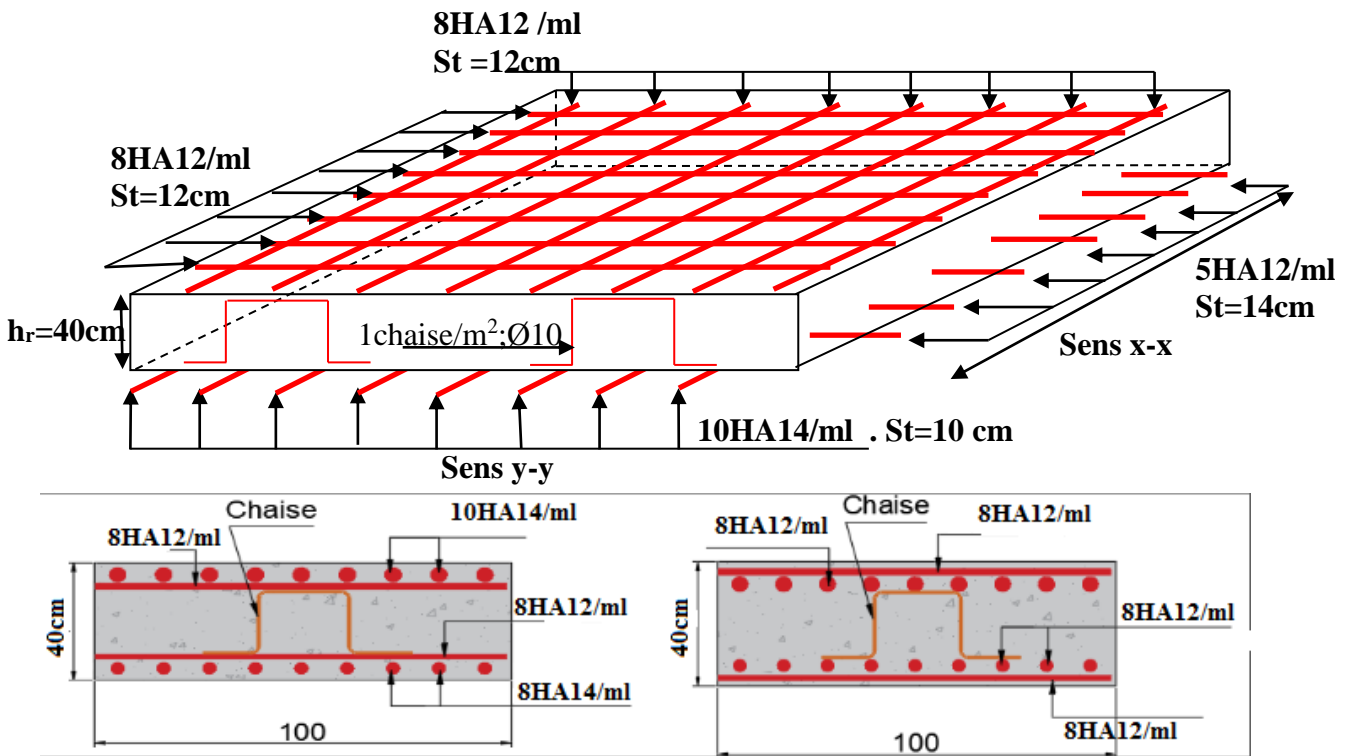


Figure VI.5. Schéma de ferrailage de radier.

4. Ferrailage des nervures

La nervure est une poutre encrée dans les fondations sollicitée par son poids propre et la charge transmise par le radier celle-ci dépend de type de rupture de la dalle.

Le rapport $\rho = l_x / l_y > 0.4$ pour tous les panneaux constituant le radier, donc les charges transmises par chaque panneau se subdivisent en deux charges trapézoïdales et deux charges triangulaires pour le calcul du ferrailage, en prenant le cas le plus défavorable. $l_{max} = 5,3m$

Cas de charge équivalent

- Cas de charges triangulaires : cas de plusieurs charges : $q_m = q_v = \frac{p}{2} \times \frac{\sum_{i=1}^n l_{xi}^2}{\sum_{i=1}^n l_{xi}}$
- Cas d'une seule charge : $q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x$ et $q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x$
- Cas de charges trapézoïdales : $q_m = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g^2}{3}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d^2}{3}) \times l_{xd}$
 $q_v = \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_g}{2}) \times l_{xg} + \frac{p}{2} \times (1 - \frac{\rho_d}{2}) \times l_{xd}$

sachant que ; $p = \frac{N}{S_{radier}}$; avec $N = N_u + N_{radier}$

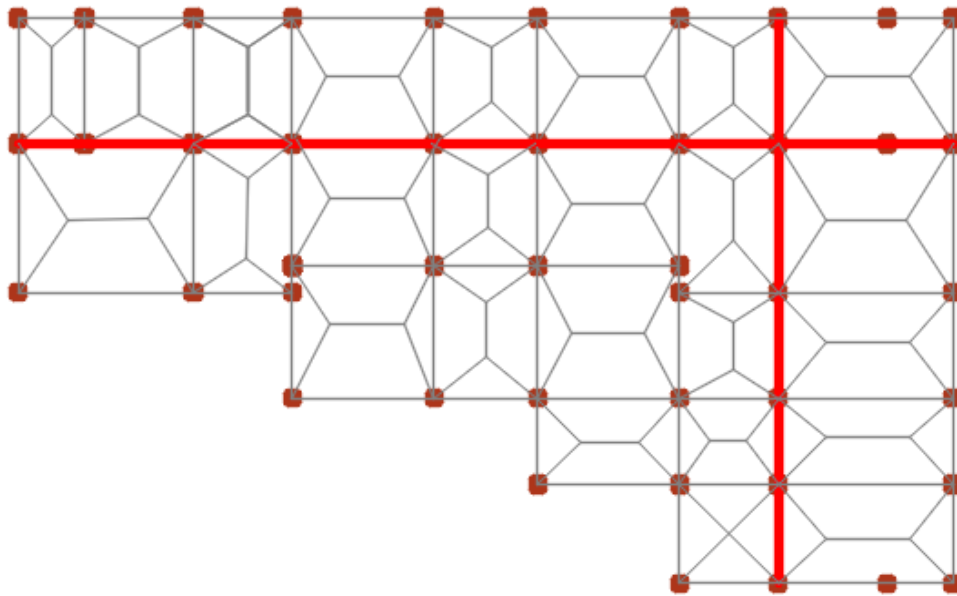


Figure. VI.6. Schéma de rupture des dalles de radier.

➤ **Calcul des sollicitations :** le calcul des nervure ce fait de la même manier que les poutrelle (ferrailé en flexion simple).

• **Moments aux appuis**

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

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \dots \dots \dots \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \dots \dots \dots \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a : $M_a = 0.15 \times M_0$ Avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$

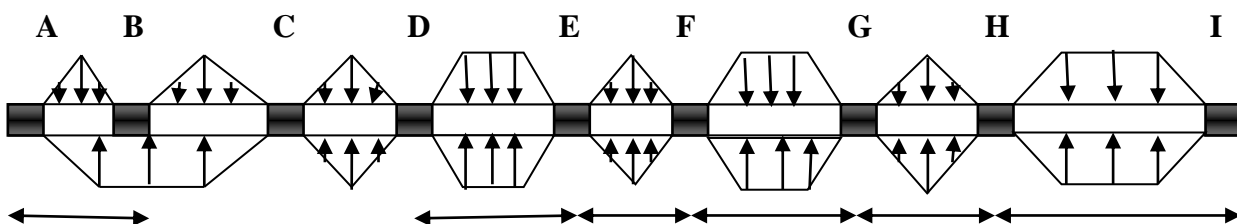
• **Moments en travée**

$$M_t(x) = M_0(x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \left(\frac{x}{l}\right) \text{ Avec ; } M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x) \text{ et } x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : Moments sur appuis de gauche et droit respectivement.

Pour le calcul on prend la nervure le plus sollicitée.

• **Sens X-X :**



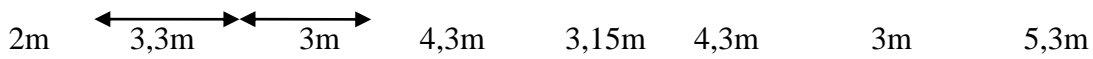


Figure. VI.7. Sollicitations sur les nervures dans le sens x-x.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

-Moments défavorable A L'ELU :

Tableau VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens x-x.

Travée	Pu (KN/m)	M _{au} (KN.m)		X ₀ (m)	M _{tu} (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	151,24	0	-79,24	0,429	7,526
B-C	178,71	-79,24	-83,547	1,392	93,794
C-D	124,90	-83,547	-150,549	1,035	-16,542
D-E	194	-150,549	-153,027	1,897	198,383
E-F	132,39	-153,027	-147,268	1,341	-33,916
F-G	185,01	-147,268	-144,654	1,904	187,983
G-H	124,90	-144,654	-414,079	0,387	135,294
H-I	207,38	-414,079	0	2,726	356,439

-Moments défavorable A L'ELS :

Tableau VI.5. Sollicitations à l'ELS.

Travée	Ps (KN/m)	M _{ts} (KN.m)	/	M _{as} (KN/M)	Vu (KN)
			A	0	64,857
A-B	109,78	7,118	B	-51,73	248,688
B-C	113,35	57,488	C	-55,474	-251,7
C-D	90,66	-9,014	D	-109,273	367,948
D-E	140,81	143,99	E	-111,072	-369,252
E-F	96,10	-24,613	F	-106,896	352,207
F-G	134,29	136,448	G	-104,997	-350,831
G-H	90,66	-98,203	H	-300,566	565,314
H-I	150,53	258,727	I	0	-430,11

• **Sens Y-Y :**

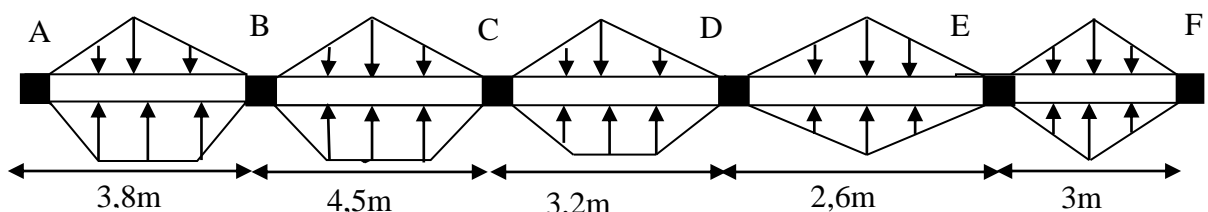


Figure. VI.8. Sollicitations sur les nervures dans le sens y-y.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Moments défavorable A L'ELU :

Tableau VI.6. Sollicitations de la nervure dans le sens y-y.

Travée	Pu (KN/m)	M _{au} (KN.m)		X ₀ (m)	M _{tu} (KN.m)
		M _g	M _d		
A-B	61,20	0	-32,386	1,055	27,167
B-C	51,21	-32,386	-42,297	0,931	-10,212
C-D	118,17	-42,297	-151,749	0,975	13,926
D-E	180,15	-151,749	203,231	1,903	174,33
E-F	156,97	-203,231	0	2,023	118,09

Moments défavorable A L'ELS :

Tableau VI.7. Sollicitations à l'ELS.

Travée	Ps (KN/m)	M _{ts} (KN.m)	/	Mas(KN/M)	Vu (KN)
			A		
A-B	44,42	19,719	B	-23,506	-85,377
B-C	37,17	-7,411	C	-30,7	115,273
C-D	85,77	10,107	D	-110,154	342,763
D-E	130,76	126,535	E	-147,516	-368,83
E-F	113,94	85,719	F	0	-192,544

• **Ferraillage**

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferraillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_x}{10}; \frac{l_y}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{3}{10}; \frac{5,3}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,25m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{300}{10}; \frac{530}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,25m.$$

$$h=80\text{cm} ; h_0=40\text{cm} ; b_0=65\text{cm} ; b_{x,y}=1,25\text{m} ; b_1=30 \text{ cm}.$$

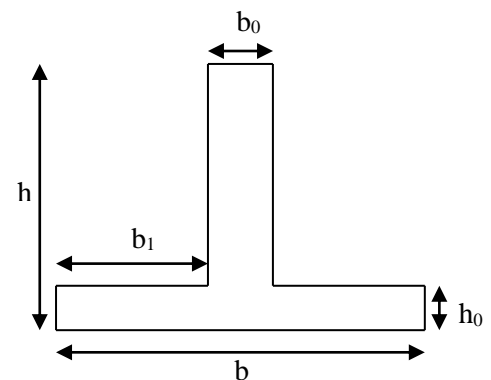


Fig. VI.9. Section à ferrailler.

Remarque : Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h). mais la section a prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau VI.8. Résumé des résultats du ferrailage des nervures.

Sens	Localisation	Mu(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	356,439	46,38	2,93	48,3	6HA20+6HA25
	Appui	414,079	48,14		48,3	6HA20+6HA25
Y-Y	Travée	174,33	40,89	2,93	48,3	6HA20+6HA25
	Appui	203,231	41,75		48,3	6HA20+6HA25

➤ **Les Vérifications**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$-V \max x = 565,314KN; V \max y = 368,83KN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} \Rightarrow \tau_x = 1,16; \tau_y = 0,756MPa < 2.5MPa.$$

• **Armatures transversales**

$$\Phi_t \leq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \leq \min (65 \text{ mm} ; 22,86 \text{ mm} ; 16 \text{ mm}) = 16 \text{ mm} ; \text{ On adopte 2 cadre de } \Phi 10.$$

• **Espacement des aciers transversaux**

Soit : $A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$

$$\left\{ \begin{aligned} St &\leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St = \min(0,675 ; 40cm) = 40cm \\ St &\leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 65} = 48,30 \text{ cm} \dots\dots\dots \\ St &\leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 29,16cm \end{aligned} \right. \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

• **Armatures de Peau :** D'après le CBA(Article A.7.3), on doit mettre des armatures de peau de section $A_p = 3 \text{ cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 80\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0,8 = 2,4\text{cm}^2$. On adopte 2AH14 = 3,08/cm²/face.

• **Vérification des contraintes**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.9. Résumé des résultats (vérification des contraintes).

Sens	Localisation	M _{ser} (KNm)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Obs
X-X	Travée	258,727	3,06	15	100,81	201,63	vérifiée
	Appui	300,566	3,75	15	129,25	201,63	vérifiée
Y-Y	Travée	126,535	1,49	15	49,30	201,63	vérifiée
	Appui	147,516	1,84	15	63,43	201,63	vérifiée

➤ Schémas de ferrailage des nervures

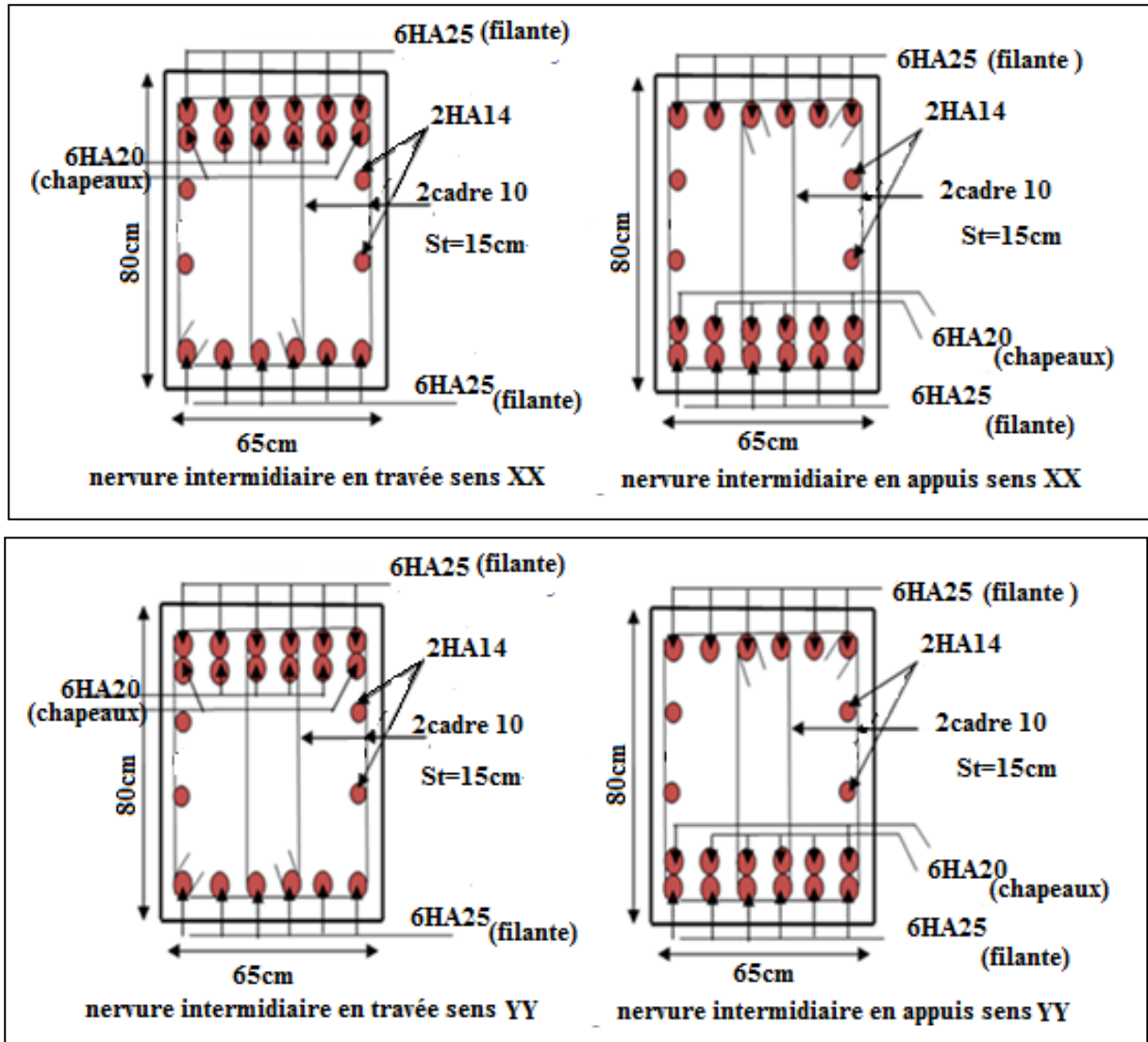


Fig. VI.10. Schéma de ferrailage des nervures selon les deux sens.

VI.5. Voiles adossée :

Introduction

Selon le **RPA99/2003**, les ossatures au-dessous de niveau de doivent comporter un voile adossée continu entre le niveau de fondation et le niveau de base. Nous avons dans notre cas trois entres sol de 3,4m d'hauteur et un encrage de 1,5 m d'où notre structure se comporte de 8 niveaux, donc en prévois un voile adossée pour éviter le problème des poteaux court ainsi maintenir les terres autour, notre voile joue un rôle d'une boîte rigide qui assure la stabilité au niveau des fondations. Le voile doit avoir les caractéristiques suivantes :

- Une épaisseur minimale de 20 cm. - Les armatures sont constituées de deux nappes.

- Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens.
- Les armatures de ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante

Caractéristiques des voiles

- Hauteur : $h=3,4m$.
- Epaisseur : $e=20cm$.

Caractéristiques du sol

- Poids spécifique : $\gamma = 18KN/m^3$
- Angle de frottement : $\phi = 32^\circ$
- Cohésion : $C=0$ bars.

Méthode de calcul

Le voile périphérique est comme un ensemble de panneaux dalles encastres en chaque coté. Il est soumis à la poussée des terres, et une

surcharge d'exploitation estimée à $10 KN/m^2$.

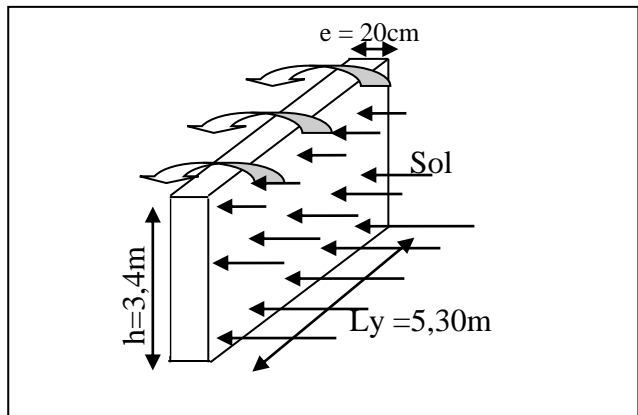


Figure VI.11. Schéma du mur périphérique

Sollicitations a) -Poussée des terres

$$G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right)$$

$$\Rightarrow G = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) = 18 \times 3,40 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{32}{2} \right) = 18,81 KN/m^2$$

a) Charge due à la surcharge

$$Q = q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2} \right) \Rightarrow Q = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{32}{2} \right) = 3,07 KN/m^2$$

-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.

Calcul à l'ELU : $-P_u = 1,35 \times G + 1,5 \times Q = 95,08 KN/m$.

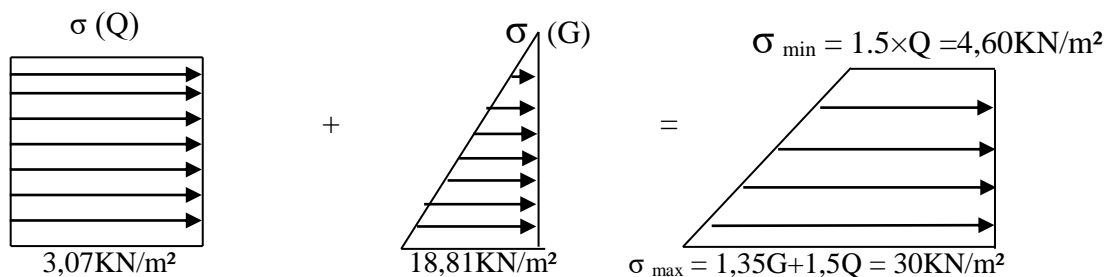


Figure VI.12. Diagramme des contraintes.

-Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$L_x = 3,4m ; \quad L_y = 5,30m ; \quad e = 20cm ; \quad b = 1m.$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 23,65 KN/m^2 ; \quad q_u = \sigma_{moy} \times 1ml = 23,65 KN/ml.$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,64 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0765 \\ \mu_y = 0,3472 \end{cases} \dots\dots\dots(\text{Annexe})$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0765 \times 30 \times 3,4^2 = 26,53 \text{KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,3472 \times 30 = 9,21 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 \times M_x = 22,55 \text{KN.m} \\ M_t^y = 0.85 \times M_y = 7,83 \text{KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en appui**

$$M_{ap} = 0.5 \times M_x = -13,27 \text{KN.m}$$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.10. Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A adoptée (cm ² /ml)	Choix
Travée	X-X	26,53	4,36	2,17	5,65	5HA12
	Y-Y	9,21	1,47	2,17	4,52	4HA12
Appui		-13,27	2,15	2,17	4,52	4HA12

-Espace des armatures : nous avons (F.N) donc :

Armatures // L_x : St ≤ min (2e, 25cm) = 25cm ; Soit : St_x = 20cm ; Sta = 20cm.

Armatures // L_y : St ≤ min (2e, 25cm) = 25cm ; Soit : St_y = 20cm.

Vérifications : A L'ELU :

• **Condition de non fragilité :**

$$\rho = 0,64 > 0,4 ; A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) \times b \times e ; \rho_0 = 0,0008 \dots \text{pour Fe 400.}$$

$$\begin{cases} A_x^{min} = \frac{0,0008}{2} (3 - 0,64) \times 100 \times 20 = 1,888 \text{cm}^2 \dots\dots\dots A_t > A_{min} \cdot \\ A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1,6 \text{cm}^2 \dots\dots A_a > A_{min} \cdot \end{cases} \text{ condition vérifiée.}$$

Effort tranchant : $\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{MPa}\right) = 2,5 \text{MPa.}$

$$\begin{cases} V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{30 \times 3,4}{2} \times \frac{5,3^4}{3,4^4 + 5,3^4} = 43,61 \text{KN} \\ V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{30 \times 5,3}{2} \times \frac{3,4^4}{3,4^4 + 5,3^4} = 11,51 \text{KN.} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \tau_{ux} = \frac{43,61 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,24 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée.} \\ \tau_{uy} = \frac{11,51 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,063 \text{MPa} < 2,5 \text{MPa} & \text{La condition est vérifiée} \end{cases}$$

Vérification à l'ELS

$$\sigma_{max} = G + Q = 18,81 + 3,07 = 21,88 \text{KN} / \text{m}^2 . ; \sigma_{min} = 4,60 \text{KN} / \text{m}^2 . ;$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 17,56 \text{KN} / \text{m}^2 ; q_s = \sigma_{moy} \times 1 \text{ml} = 17,56 \text{KN/m.}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0819 \\ \mu_y = 0,5117 \end{cases} \dots (\text{Annexe I}) \begin{cases} M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \Rightarrow M_x = 0,0819 \times 17,56 \times 3,40^2 = 16,62 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x \Rightarrow M_y = 0,5117 \times 16,62 = 8,51 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Vérification des contraintes Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI.11. Vérifications des contraintes dans le voile périphérique.

	Sens	M _{ser} (KN.m)	σ _b (MPa)	σ̄ _b (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)
Travée	X-X	24,14	4,18	15	215,983	201.63
	Y-Y	12,35	2,14	15	110,518	201.63
Appui		-14,2	2,7	15	157,81	201.63

VI.5.1 Schéma statique d'un voile périphérique

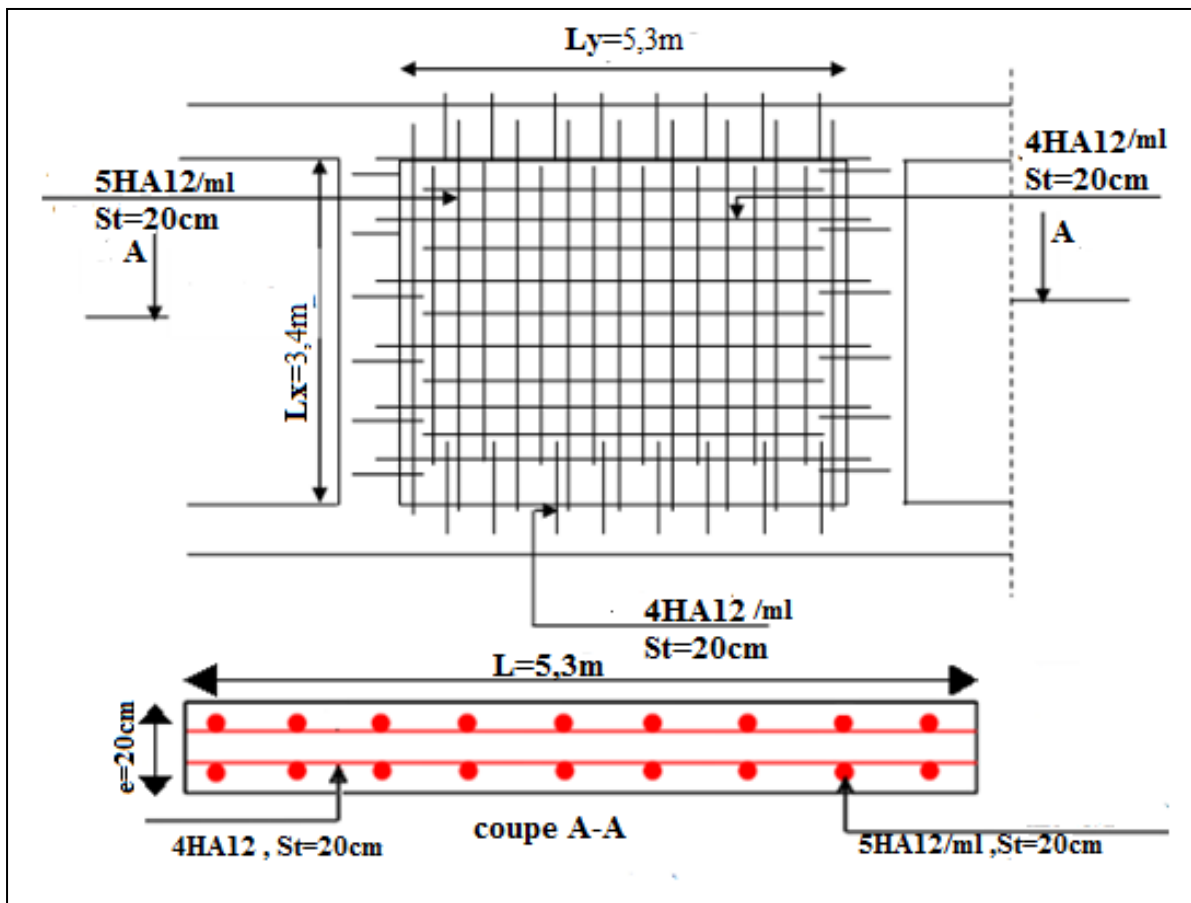


Figure.VI.13. Schéma de ferrailage de voile périphérique.

VI.6. Conclusion

L'étude de cet ouvrage nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant

notre cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel.
- La bonne disposition des voiles, joue un rôle important sur la vérification de la période, ainsi que sur la justification de l'interaction "voiles-portiques"
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité.
- La modélisation de notre structure, en utilisant le logiciel ETABS V16 , nous a permis de faire un calcul tridimensionnel et dynamique dans le but de faciliter les calculs, d'avoir un meilleur comportement proche de la réalité et un gain de temps très important dans l'analyse de la structure.
- Pour l'infrastructure, le radier nervuré est le type de fondation le plus adéquat pour notre structure, vu le poids de la structure qu'est très important.
- D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important. Enfin, notre souhait le plus cher est de voir notre travail servir pour les futures promotions.



*Conclusion
Générale*

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude, nous a beaucoup aidé à mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle de formation de master et d'approfondir nos connaissances en basant sur les documents techniques et même d'appliquer des règlements et certaines méthodes, de mettre en évidence quelques principes de base qui doivent être pris en considération dans la conception des structures en voiles.

D'après l'étude qu'on a fait, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur de génie civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début de projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

De même l'utilisation du logiciel ETABS nous a permis de trouver des résolutions faibles en temps très courts pour les problèmes de conception et de calcul que nous avons rencontré :

soit pour la superstructure ; il nous a permis de trouver la meilleure disposition des voiles et de les ferrailer rapidement.

Soit l'infrastructure ; on insiste sur les fondations comme le cas de radier général rigide qui est toujours modélisé comme un plancher renversé, pour permettre le ferrailage à l'aide du logiciel ETABS et SOCOTEC

À la fin de ce projet qui constitue pour nous une première expérience, nous avons acquis des ordres de grandeur très importants dans la vie professionnelle.



BIBLIOGRAPHIE

Bibliographie

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Décembre 1993.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Cours de béton armé, 3^{ème} et 4^{ème} année Génie Civil.
- Enciens mémoires de fin d'étude.

Outils informatiques

- ✓ Logiciel AUTOCAD
- ✓ Logiciel Etabs2016
- ✓ Logiciel Excel et Word



ANNEXES

Annexe 1

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.


$$\rho = 0.5$$

		u/Lx											
		v/Ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092	
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090	
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088	
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085	
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080	
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075	
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068	
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064	
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058	
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053	
	1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093			
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073	
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055	
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040	
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031	
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024	
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019	
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015	
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013	
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010	
	1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe 3

Tableau des Armatures (en Cm²)

Ø	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33



*Plans de la
structure*