

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique
Université Abderhmane MIRA de Bejaia
Faculté de technologie
Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme master II en génie civil
Option : structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R +8+3 entre sol) en béton armé à
usage d'habitation, commercial et service contreventé par un
système mixte
(Voile – Portiques)**

Présenté par :

M^{me}. CHILLAOUI sabrina

Encadré par:

M^r. T. KHEEEACHE

Examiné par:

M^r.LARABAT. ZIANE
M^{me}.SELLAMI .

2020-2021

Remerciements

*Au terme de ce modeste travail, je tiens à exprimer ma
profonde gratitude et mes vifs remerciements :*

*Avant tous, je remercie ALLAH le tout puissant pour m'avoir
donné la force et la patience pour terminer ce travail.*

*A ma famille : qui m'ont toujours encouragée et soutenu
durant toutes mes études.*

*Mr kheffache: mon promoteur, pour avoir accepté de me
guider sur le bon chemin du travail .*

*Aux membres de jury : pour avoir accepté de juger mon
travail.*

*A Boubaker Adel: pour son bon accueil au sein de son bureau
d'étude*

*A tous ceux qui ont contribué de près ou de loin à la
réalisation de ce mémoire en particulier idir, Lydia ouhrouche
et Ourdia et nesrine, dihia et izem*

Sabrina

Dédicaces

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

Durant toute notre existence.

Je dédie ce modeste travail :

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

*J'espère qu'ils trouveront dans ce travail toute ma
reconnaissance et tout mon amour.*

A mes frère et mes sœurs : samir, ilyas, salima, lynda

*A toute ma famille, et tous mes amis en particulier « idir; lydia
et ouardia».*

A mon encadreur « Mr k̄hefache».

Sabrina

Sommaire

Introduction général

Chapitre I : généralité

I. Introduction	03
I.1.Présentation de projet	03
I.2.Caractéristique géométrique de l'ouvrage	04
I.3.Données sismique de site	05
I.4.Description structurelle	07
I.5.Réglementation utilisée	08
I.6.Les caractéristiques des matériaux	09
I.7.Conclusion	15

Chapitre II : pré-dimensionnement et études dès l'élément secondaire

II. Introduction	16
II. 1.Eudes des planches a corps creux	16
II.2.Les Planchers en dalles pleines	34
II.3 J'acrotère	40
II.4.Escalier	43
II.5 .Murs extérieurs (doubles parois en brique creuses	53
II.6. Les poutres de chaînage	53
II.7. Pré dimensionnement des éléments structuraux	58
II.8.Conclusion	69

Chapitre III: étude dynamique

III. Introduction	70
III.1.Méthodes utilisables	70
III.2.Choix de la méthode de calcul	70
III.3. Présentation de la méthode modale spectrale	71
IV.4.Conclusion	84

Chapitre IV : ferrailage des éléments structuraux

IV. Introduction	85
IV.1.Etude des poutres	85
IV.2. Etude des poteaux	98
IV.3.Etude des voiles	98
IV.4.Conclusion	103

Chapitre V : étude de l'infrastructure

V. Introduction	107
V.1.Vérification de la semelle isolé	107
V.2.Vérification de la semelle filante	108
V.3.Etude de radier	108
V.4.Vérification nécessaire	110
V.5. Etude des nervures	116
V.6. Voile périphérique	122
V.7.Conclusion	126

Sommaire

Conclusion

Bibliographie

Annexes

Liste des figures

Figure I.1.	Façade principale	3
Figure I.2.	La Vue en plan	4
Figure I.3.	La coupe A-A.....	5
Figure I.4.	Diagramme des contraintes de déformation du béton A l'Els.....	12
Figure I.5.	Diagramme des contraintes de deformation de l'acier	13
Figure II.1.	Plancher a corps creux	16
Figure II.2.	Disposition des poutrelles étages courants.....	18
Figure II.3.	Section d'une poutrelle	19
Figure II.4.	Schéma statique de la poutrelle	20
Figure II.5.	Diagramme des moments sur la poutrelle a l'elu.....	22
Figure II.6.	Diagramme des moments sur la poutrelle a l'els.....	22
Figure II.7.	Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	33
Figure II.8.	Ferrailage dalle D1.....	39
Figure II.9.	Ferrailage dalle D2.....	40
Figure II.10.	Ferrailage dalle D3.....	41
Figure II.11.	Ferrailage dalle D4.....	41
Figure II.12.	Coupe transversale de l'acrotère	42
Figure II.13.	Schéma de ferrailage de l'acrotère	44
Figure II.14.	Composantes des escaliers	44
Figure II.15.	Escalier type 1.....	44
Figure II.16.	Escalier type 2.....	45
Figure II.17.	Escalier type 3.....	45
Figure II.18.	Escalier type 4.....	46
Figure II.19.	Schéma statique de l'escalier	48

Figure II.20.	Schéma de ferrailage de l'escalier.....	50
Figure II.21.	Schéma de ferrailage de la poutre palière	53
Figure II.22.	Schéma statique de la poutre de chainage type 1.....	55
Figure II.23.	Schéma de ferrailage de la poutre de chainage type 1.....	56
Figure II.24.	Schéma statique de la poutre de chainage type 2.....	57
Figure II.25.	schéma de ferrailage de la poutre de chainage type 2.....	59
Figure II.26.	Coupe transversale d'un poteau.....	60
Figure II.27.	La surface afférente du poteau D2.....	61
Figure III.1.	Spectre de réponse sens X-X et Y-Y.....	74
Figure III.2.	Disposition des voiles	74
Figure III.3.	Vue en 3D de la structure modélisée avec logiciel ETABS	75
Figure III.4.	Mode 1 de déformation YY	76
Figure III.5.	Mode 2 de déformation XX.....	77
Figure III.6.	Mode 3 de déformation ZZ.....	77
Figure IV.1.	Détails de ferrailage de la poutre principale	89
Figure IV.2.	Détails de ferrailage de la poutre secondaire	90
Figure IV.3.	Zone nodale	91
Figure IV.4.	Section d'un poteau	96
Figure IV.5.	Répartition des moments dans la zone nodale	98
Figure IV.6.	Armature transversale dans la zone nodale	100
Figure IV.7.	Ferrailage des poteaux	101
Figure IV.8.	Disposition des voiles	104
Figure IV.10.	Schéma de ferrailage des voiles.....	106
Figure V.1.	Semelle filante.....	108
Figure V.2.	Schéma de ferrailage de radier	116

Figure V.3	Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon X-X.....	117
Figure V.4	Répartition des charges sur la nervure selon Y-Y.....	117
Figure V.5.	Schéma des nervures	120
Figure V.6.	Ferraillage des nervures sens XX	122
Figure V.7	Ferraillage des nervures sens YY.....	122
Figure V.8	Poussée des terres sur les voiles périphériques.....	123
Figure V.9.	Répartition des contraintes sur le voile	123
Figure V.10.	Schéma de ferraillage du voile périphérique	126

Liste des Tableaux

Tableau I.1	Description du projet.....	03
Tableau II.1	Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible	16
Tableau II.2	Evaluation des charges plancher étage courant	16
Tableau II.3	Evaluation des charges du RDC	16
Tableau II.4	Evaluation des charges de entresols (service)	17
Tableau II.5	Différents types des poutrelles dans les planchers.....	18
Tableau II.6	Charges et surcharges d'exploitation	19
Tableau II.7	Sollicitations des différents types des poutrelles.....	21
Tableau II.8	Sollicitations maximale des les poutrelles.....	22
Tableau II.9	Les moments et les déformations.....	29
Tableau II.10	Des contraintes.....	29
Tableau II.11.	Inertie fictive.....	29
Tableau II.12.	Evaluation des fleche.....	29
Tableau II.13.	Ferraillage des poutrelles.....	30
Tableau II.14	Choi des barres de ferraillage.....	30
Tableau II.15	vérification des états limite de compression de béton.....	31
Tableau II.16	vérification des états limite de déformation.....	31
Tableau II.17	vérification de la flache.....	32
Tableau II.18.	Ferraillage des poutrelles	33
Tableau II.19.	Pré dimensionnement des dalles pleines	34
Tableau II.20.	Evaluation des charges des dalles pleines	35
Tableau II.21	calcul du ferraillage a L'ELU	36
Tableau II.22	Les verifications des contraintes	37
Tableau II.23	Sollicitations et ferraillage des dalles les plus défavorables.....	38

Tableau II.24	Récapitulatif des vérifications des contraintes	39
Tableau II.25	Récapitulatif des vérifications de la flèche	39
Tableau II.26.	Evaluation des charges de l'acrotère	40
Tableau II.27	Evaluation des charges verticales sur l'acrotère	41
Tableau II.28	Combinaison d'action de l'acrotère	42
Tableau II.29.	Sollicitations et ferrailage de l'acrotère.	42
Tableau II.30.	Evaluation des charges du palier	45
Tableau II.31.	Evaluation des charges de volée type 1	46
Tableau II.32.	Evaluation des charges de volée type 2.....	46
Tableau II.33.	Evaluation des charges du RDC.....	46
Tableau II.34.	Evaluation des charges de la volée étages courants.....	47
Tableau II.35.	Les moments de l'effort tranchant.....	48
Tableau II.36.	Le ferrailage d'escalier	48
Tableau II.37.	Vérification des contraintes sur béton	49
Tableau II.38.	Vérification de la flèche	49
Tableau II.39.	Les sollicitations de la poutre palière	50
Tableau II.40.	Ferrailage de la poutre palière	50
Tableau II.41.	Vérification des contraintes à l'Els	52
Tableau II.42.	Evaluation des charges dans le mur extérieur	53
Tableau II.43.	Moments et ferrailage correspondant	54
Tableau II.44.	Vérification des contraintes	55
Tableau II.45.	Sollicitations de la poutre chaînage	56
Tableau II.46.	Moments et ferrailage correspondant	56
Tableau II.47.	Vérification des contraintes	57
Tableau II.48.	Sections des poteaux préalable	60

Tableau II.49.	Evaluation des poids propres des poteaux	61
Tableau II.50.	Descente de charge du poteau D2.	63
Tableau II.51.	Vérification des poteaux a la compression	65
Tableau II.52.	Vérification des poteaux au flambement	67
Tableau II.53.	Résultat de vérification aux exigences de l'RPA	67
Tableau III.1	Valeurs des pénalités	72
Tableau III.2	Période et taux de participations massique de la structure	75
Tableau III.3	Vérification de la résultante des forces sismique à la base	77
Tableau III.4	Interaction sous charge vertical	77
Tableau III.5	Interaction sous charge horizontal.....	78
Tableau III.6	Vérification de l'effort réduit	79
Tableau III.7	Vérification des déplacements relatifs.....	80
Tableau III.8	Vérification de l'effet P- Δ	82
Tableau IV.1	Sollicitations et ferrailage des poutres	85
Tableau IV.2	Vérification des contraintes tangentielles	87
Tableau IV.3	Vérification des armatures longitudinales au cisaillement	87
Tableau IV.4	Vérification de l'état limite de compression	88
Tableau IV.5	Vérification de l'état limite de déformation	88
Tableau IV.6	Sollicitations et ferrailage dans les poteaux.....	92
Tableau IV.7	Vérification du ferrailage transversal.....	93
Tableau IV.8	Vérification au flambement des poteaux	94
Tableau IV.9	Vérification des contraintes dans les poteaux	95
1Tableau IV.10	Vérification des contraintes de cisaillement	96
Tableau IV.11	Moments résistants des poteaux	97
Tableau IV.12	Moments résistants des poutres	98

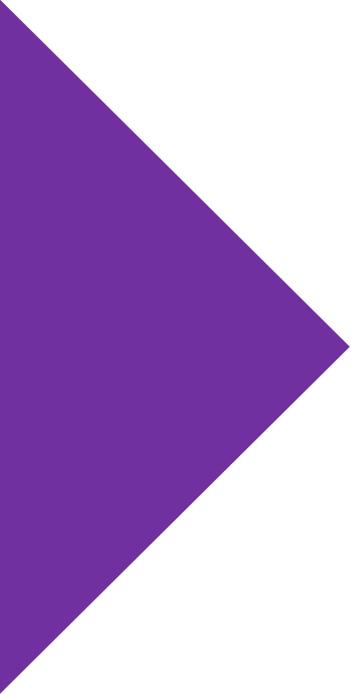
Tableau IV.13	Vérification des zones nodale poutres principales.....	98
Tableau IV.14	Vérification des zones nodale poutres secondaires	99
Tableau IV.15	Ferraillage du voile VY4.....	103
Tableau IV.16	Ferraillage du voile VX1.....	105
Tableau V.1	Section d'armature de radier.....	113
Tableau V.2	vérification des contraintes à LELS.....	114
Tableau V.3	Section d'armature de radier a l'Els.....	114
Tableau V.4	Vérification des contraintes à L'Els.....	115
Tableau V.5	Les chargements sur les travées sens XX.....	117
Tableau V.6	Les chargements sur les travées sens YY.....	117
Tableau V.7	Tableau des sollicitations sens XX.....	118
Tableau V.8	Tableau des sollicitations sens YY.....	119
Tableau V.9	Calcul des ferrailages	120
Tableau V.10	Vérification des contraintes à l'Els	120
Tableau V.11	Ferraillage des voiles périphériques	123
Tableau V.12	Vérification des contraintes à l'els	124

Symbole et Notation

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
A_t : Section d'un cours d'armature transversal.	f_{gt} : La flèche correspondant à g.
A : Coefficient d'accélération de zone	f_{qt} : La flèche correspondant à q.
a : Epaisseur.	f_{qv} : La flèche correspondant à v.
α : Coefficient de la fibre neutre	f_{jt} : La flèche correspondant à j
B : Aire d'une section de béton.	Δf_{t adm} : 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	h₀ : 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_{jt} : Moment d'inertie correspondant à j.
E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.	I_{gt} : Moment d'inertie correspondant à g.
E_t : Module d'élasticité instantanée.	I_{qt} : Moment d'inertie correspondant à q.
E_s : Module d'élasticité de l'acier.	I_{qv} : Moment d'inertie correspondant à v.
E_d, E_c : Sont les modules de déformation.	Q : Charge variable
e_v : Epaisseur du voile.	Q : Facteur de qualité.
F : Force ou action générale.	Q_s : Charge de service. .
F_{t20} : 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.
N_{Tot} : Poids total transmis par la superstructure (KN). N : Effort normale du aux charges verticales	I'_g et I'_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_r : 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).	M_s : 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
γ_w : 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.



Introduction générale

INTRODUCTION :

A l'origine purement empirique, la construction s'est progressivement développée et a pris place parmi les techniques de l'ingénieur. Elle est pluridisciplinaire par nature, puisqu'elle fait appel aux géologues, sismologues, architectes, mécaniciens des sols, ingénieurs de structures et calculateurs, dont la collaboration est nécessaire pour tout projet important.

De manière générale, les ingénieurs en génie civil sont responsables de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de constructions et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux exigences de la société en tenant compte des phénomènes naturels tels que les séismes, tout en assurant la sécurité publique et la protection de l'environnement.

Il est important de souligner que ce ne sont pas les tremblements de terre qui tuent mais c'est l'effondrement de bâtiments sur leurs occupants. Cette évidence permet d'apprécier le rôle des constructeurs et l'importance de la robustesse des constructions.

Notre étude consiste à étudier un bâtiment sis à oued Ghir, composé de 3 étages au-dessus du sol et huit étages, à usage multiple (habitation, commerce et service) dont le système de contreventement est mixte (portique-voile) avec une justification de l'interaction. Conformément aux règlements de construction algériens.

Implanté dans une zone de moyenne sismicité, il y a lieu donc de déterminer le comportement dynamique de la structure afin d'assurer une bonne résistance de l'ouvrage à long terme et d'assurer le confort et la sécurité. Pour cela, j'ai utilisé le code national « règlement parasismique algérien RPA99 » version 2003.

Pour ce faire, j'ai jugé utile de scinder ce travail en 5 chapitres et annexes :

- Dans le premier chapitre, j'ai décrit cet ouvrage, ses constituants, ses différentes caractéristiques géométriques ainsi que les matériaux utilisés pour sa réalisation.

- Le deuxième chapitre j'ai effectué deux études :

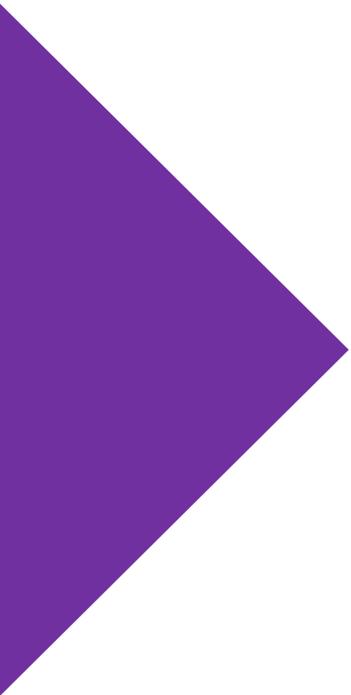
- La première représente les pré dimensionnements des éléments, pour cela j'ai adopté les dimensionnements les plus économiques qui pourront augmentées ultérieurement au fur et à mesure après justification de la résistance, ainsi qu'une évaluation des charges et des surcharges appliquées sur le bâtiment.
- La deuxième est l'étude des éléments secondaire ; j'ai calculée les ferraillages des différents éléments comme les planchers, les escaliers l'acrotère...etc.

-le troisième chapitre est consacré à l'analyse dynamique et à la modélisation. Et ceux à l'aide du logiciel de calcul ETAB2016, nous avons réalisé un modèle 3D.

- le quatrième chapitre est l'étude des éléments structuraux tels que les poteaux, poutres et voiles ainsi que la détermination de leurs ferraillages.

- Le dernier chapitre est consacré à l'étude de l'infrastructure dont j'ai exposée le calcul des fondations et le voile périphérique.

Nous finalisons notre étude avec une conclusion générale et une résolution de notre problématique.



CHAPITRE I

Généralités

I. Introduction :

Les structures doivent être conçues de manière à pouvoir supporter leur propre poids ainsi que les charges et les pressions qui seront exercées sur elle. On consacre ce chapitre pour la description de projet et la présentation des caractéristiques géométriques de l’ouvrage.

I.1. Présentation du projet :

Le projet étudié est un bâtiment en béton armé constitué de trois entre sol, un rez-de-chaussée et huit étages. Les trois entre sols à usage service, Rez-de-chaussée à usage commercial, et 8 étages à usage d’habitation (2 logements par niveau). Ce bâtiment il est implanté dans la commune de OUAD GHIR, Wilaya de BEJAIA classée par le RPA99 en zone de moyenne sismicité (zone IIa), il est limité au nord par plusieurs bâtisses et les logements AADL, au sud par les 124 logements promotionnels EPI YAHIAOUI.

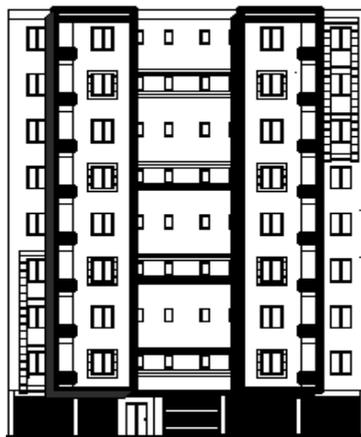


Figure.I.1. Façade principale

Tableau I.1. Description du projet

LES NIVEAUX	DESIGNATION
entre sol 01	(04) locaux de services-(01) cage d’escalier_ (01) ascenseur
entre sol 02	(04) locaux de services-(01) cage d’escalier_ (01) ascenseur
entre sol 03	(04) locaux de services-(01) cage d’escalier_ (01) ascenseur
Rez-de-chaussée	(04) locaux de commerce-(01) cage d’escalier_ (01) ascenseur
Etage courant du 1^{er} au 8^{eme} étage	(02) logement de type F3 par niveau _ (01) cage d’escalier_ (01) ascenseur

I.2. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

I.2.1. En plan :

- La longueur totale (L_x) 19.95 m
- La largeur totale (L_y) 8.40 m

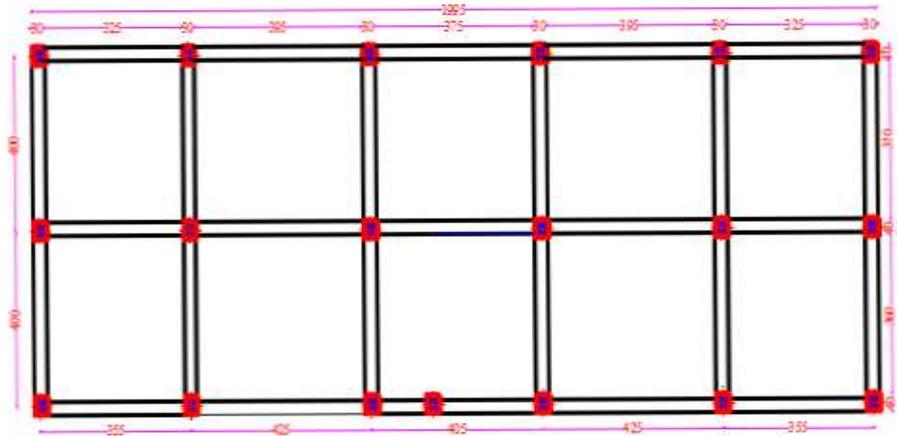


Figure I. 2. La vue en plan

I.2.2 : En élévation :

- Hauteur du entre sol 01, 02 et 03.....**2.80m**
- Hauteur de rez de chaussée.....**3.23m**
- Hauteur étages courants.....**3.06 m**
- Hauteur d'acrotère.....**0.60 m**
- Hauteur totale sans acrotère côté gauche.....**36.08 m**
- Hauteur totale y compris l'acrotère cote gauche.....**36.68m**
- Hauteur totale sans acrotère côté droit.....**37.10 m**
- Hauteur totale y compris l'acrotère cote droit.....**37.70 m**

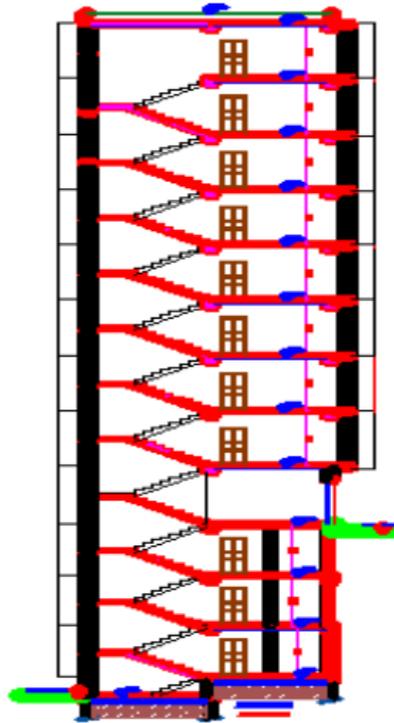


Figure I.3. la coupe A-A

I.3. Données sismique de site :

Le terrain réservé au projet « réalisation d'une promotion immobilière de 198 logements sis à Oued Ghir » est situé sur un terrain en pente.

Il est limité au nord par plusieurs bâtisses et les logements AADL, au sud par les 124 logements promotionnels EPI YAHIAOUI. Ce projet est classé par (Art 3.1 RPA 99/ version 2003) dans le groupe 2.

Le programme des travaux de reconnaissance géotechnique du site, établi par le laboratoire consiste la réalisation de trois (3) sondages carottés de 12 à 15 m de profondeur, huit (8) essais au pénétromètre dynamique lourd et des essais physiques, mécaniques et chimiques effectués sur les échantillons prélevés par les sondages carottés

- **Essai du pénétromètre dynamique lourd (PDL) :**

consiste à déterminer la résistance dynamique en pointe d'un sol directement sur site, de vérifier le degré d'homogénéité verticale (succession de couches de terrain) et horizontale (fuseaux de superposition de courbes) et de détecter le niveau du substratum.

Le principe d'essai est basé sur l'enfoncement d'une pointe conique dans le sol, cette pointe est enfoncée par battage par l'intermédiaire d'un terrain de tige ainsi on mesure le nombre de coups pour un enfoncement de 20 cm. Ces essais au pénétromètre dynamique lourd, nous ont permis de déterminer la résistance du sol, ce dernier présente de faible résistance le long de la profondeur investiguée

- **Essai au laboratoire réalisé :**

Les échantillons du sol prélevés, lors d'un sondage carottés on fait l'objet d'essais physico-mécanique et d'analyse chimique au laboratoire.

1- Essai physique :

Analyse granulométrique : Les résultats des essais granulométrique indique la présence d'un **sol fin**, car plus de 50% de ces éléments sont au tamis 80 μ m

Teneur en eau, densité sèche et degré de saturation : Les échantillons testés présentent des valeurs plus ou moins homogènes 1,7 à 1,84 t/m³. Le sol est de densité moyenne à élevée. Les teneurs en eau obtenues indiquent que le sol est légèrement humide. Le degré de saturation indique un sol détrempé.

Limite d'Atterberg : Les limites d'Atterberg permettent de classer le sol suivant le diagramme de plasticité, indique que la réaction fine représente par un sol peu plastique à plastique

2- Essai mécanique :

Les essais de cisaillement caractérisent le comportement du sol vis-à-vis de la déformation par l'application d'une contrainte normale verticale et un déplacement à vitesse constante.

3- Essai chimique :

Les échantillons prélevés des sondages carottés ont subi des analyses chimiques sommaires, afin de déterminer le taux d'agressivité du sol vis-à-vis des sulfates, la teneur en carbonate. Les résultats obtenus indiquent un sol d'agressivité nulle vis-à-vis des sulfates et la teneur en carbonate varie entre 19.70 à 22.30% elle traduit un sol d'argile

Le sous-sol du site recevant par le projet est constitué par des éboulis de pente, des argiles limoneuses beige plus ou moins graveleuses-caillouteuses des marnes argileuses grises reposant sur des grés intercalés avec des argiles.

Au vu de la nature lithologique du terrain, des caractéristiques géotechniques des différentes couches traversées et les résultats des essais pénétrométriques ces sols peuvent développer :

Des contraintes admissibles de l'ordre de $\bar{\sigma} = 1.50 \text{ bars}$ pour les fondations superficielles de type radier ancrées à 3m de profondeur.

Des contraintes admissibles de l'ordre de $\bar{\sigma} = 1.7 \text{ bars}$ pour les fondations superficielles de type radier ancrées à 4m de profondeur.

Des contraintes admissibles de l'ordre de $\bar{\sigma} = 2 \text{ bars}$ pour les fondations superficielles de type radier ancrées à 6m de profondeur.

I.4.Description structurelle :**• Les planchers :**

Les planchers utilisés dans la structure étudiée sont des Planchers à corps creux pour tous les étages et Planchers en dalle pleine pour les balcons, loggia et la cage d'escaliers

Les planchers hourdis sont des éléments porteurs horizontaux qui supportent les charges verticales (Permanent et d'exploitation) puis les transmettent aux éléments de contreventement et aussi ils Isolent les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

Les dalles pleines : ce sont des éléments horizontaux, généralement de forme rectangulaire en béton armé leurs épaisseurs dépendant des conditions d'utilisation.

• La maçonnerie :

Les murs intérieurs sont des murs de séparation seront réaliser en brique creuse de 10cm (dans la structure étudié sont utilisés pour la séparation intérieur des logements et le mur de la cage d'escalier)

Les murs extérieurs sont réalisés en brique creuse en double cloison de 30cm séparer par une lame d'air d'épaisseur de 5cm pour assurer l'isolation thermique et acoustique (ces murs dans ce projet sont réalisés même pour la séparation des services dans les entres sols et les commerces dans le rez de chaussée et la séparation des deux logements dans les autres étages d'habitation

• Le revêtement :

Le revêtement de la structure est constitué de :

- Carrelage de 2 cm
- Enduit de plâtre pour les plafonds
- Mortier de ciment pour les murs intérieur et crépissage des façades extérieurs
- Céramique pour recouvrir les murs les salles d'eau
- Lit de sable sous le carrelage de (**e = 2 cm**)

• L'acrotère :

La terrasse inaccessible du bâtiment est entourer par un acrotère réalisé en béton arme de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur, il a un rôle de protéger les murs extérieurs de débordement d'eaux pluvial.

- **Escalier :**

Un escalier a pour but le déplacement à pied d'un niveau à un autre. Il permet de monter ou descendre. La montée et la descente doivent être aisées et sans danger. Un grand nombre d'escaliers en béton se caractérisent par une structure continue et massive appelée paillasse. Les marches peuvent être revêtues de différentes manières (bois, béton poli, pierre, ...). La rampe des escaliers en béton peut être à structure métallique ou en béton. Le premier cas est le plus général, les percements et la fixation sont alors réalisés sur chantier. Dans le deuxième cas, elle est réalisée en même temps que la paillasse. Ici dans notre travail, on s'intéresse aux escaliers en béton armé type courant disposés dans un bâtiment R+8 avec trois (03) entresols comme suit

- Entresols :

- Escalier a une volée :

- Six (05) marches d'une largeur de 30 cm chacune.

- Six (06) contremarches d'une hauteur de 17 cm chacune.

- Escalier a deux (02) volées droites avec palier intermédiaire à chaque entresol.

- Huit (07) marches d'une largeur de 30 cm chacune.

- Huit (08) contremarches d'une hauteur de 17 cm chacune.

- Rez-De-Chaussée :

- Escalier a deux (02) volées droites avec palier et marche intermédiaires.

- Huit (08) marches d'une largeur de 30 cm chacune.

- Neuf (09) contremarches d'une hauteur de 17 cm chacune.

- Une marche intermédiaire de 30 cm de largeur et une contremarche de 17 cm de hauteur.

- Étage :

- Escalier a deux (02) volées droites avec palier intermédiaire à chaque étage.

- Huit (08) marches d'une largeur de 30 cm chacune.

- Neuf (09) contremarches d'une hauteur de 17 cm chacune.

- **Infrastructure :**

Les fondations : elles seront réalisées en béton armé pour assurer les fonctions qui sont la Transmettre des charge verticales et horizontales au sol, Limiter les tassements différentiels et aussi L'encastrement de la structure dans le sol.

Les voiles périphériques : sont des voiles en béton armé qui entourent la périphérie.

I.5. Réglementation utilisée :

RPA, DTR B.C 2-4.8 (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).

CBA 93 (règles de conception et de calcul des structures en béton armé).

BAEL 91 (Béton Armé aux Etats Limites) (modifié 99 [Règles technique de conception et de calcul de l'ouvrage et des constructions en BA suivant la méthode des états limites).

DTR B.C.2.2 (Charges permanentes et charges d'exploitation).

I.6. Les caractéristiques des matériaux :

I.6.1 Le Béton :

Le béton est constitué par le mélange de ciment de granulat (sable et gravier) et d'eau et dans certains cas d'adjuvants il s'utilise pour construire de nombreux types d'ouvrages dans les domaines du bâtiment des travaux publics et de l'hydraulique.

I.6.1.1 Résistance caractéristique à la compression :

On utilise le plus souvent la valeur de f_{c28} . Elle est déterminée à la base d'écrasements d'éprouvette normalisée (16 x 32) par compression axiale après 28 jours de durcissement

Pour notre présent projet on prend :

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

En cas des calculs en phase de réalisation,

On adoptera les valeurs de f_{cj} à (j) jours, à partir de f_{c28} , par les formules suivantes d'après le CBA93 (art : A.2.1.1.1) :

- Pour des résistances $f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} \times f_{c28} \quad \text{si } j < 60 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = 1.1 f_{c28} \quad \text{si } j > 60 \text{ jours.}$$

- Pour des résistances $f_{c28} > 40 \text{ MPa}$:

$$f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} \times f_{c28} \quad \text{si } j \leq 28 \text{ jours.}$$

$$f_{cj} = f_{c28} \quad \text{si } j > 28 \text{ jours.}$$

Lorsque la sollicitation s'exerce sur un béton d'âge $j < 28$ jours, sa résistance à la compression est calculée selon CBA93 (Art 2.1.1.1) est comme suite :

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{4.76+0.83j} [\text{MPa}] \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.}$$

$$f_{cj} = \frac{j \times f_{c28}}{1.4+0.95j} [\text{MPa}] \quad \text{Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.}$$

I.6.1.2 Résistance à la traction (Art 2.1.1.2 CBA93) :

La résistance caractéristique à la traction du béton à (j) jours, notée f_{tj} ,
Selon la loi suivante :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{Si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$$

Pour $J = 28 \text{ jours } f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

I.6.1.3. Déformation du béton :

1. Module de déformation longitudinale :

On distingue deux modules de Young ; instantané (E_{ij}) et différé (E_{vj}) déterminés d'après le BAEL 91.

- **Module de déformation instantanée :**

Pour une durée d'application inférieure à **24 heures**, le module de déformation longitudinale instantané du béton (**art A – 2 .1. 21 BAEL91**): dans notre cas :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$E_{ij} = 32164.2[\text{MPa}] \dots\dots\dots$ pour $f_{cj} = 25\text{MPa}$.

- **Module de déformation différée :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale du béton est donné par la formule (**art A – 2.1.22 BAEL91**)

Dans notre cas :

$$E_{iv} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}}$$

$E_{iv} = 10818.87[\text{MPa}] \dots\dots\dots$ pour $f_{cj} = 25\text{MPa}$.

2. Module de déformation transversale :

Le module de déformation transversale noté « G » est donné par la formule suivante

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

E : module de YOUNG.

V : Coefficient de Poisson.

3. Coefficient de Poisson : (BAEL91, art A 2.1.3) :

Par définition :

$$v = \frac{\text{déformation transversale}}{\text{déformation longitudinale}}$$

$v = 0$ (E.L.U) pour le calcul des sollicitations (Section fissurée à ELU).

$v = 0.2$ (E.L.S) pour le calcul des déformations ... (Section non fissurée à ELS).

I.6.1.4: Présentation de la méthode de calcul aux états limites :

- **Définition de l'état limite :**

Les états limites correspondent aux conditions de sécurité et de bon comportement en service, pour lesquels une structure est calculée. Suivant les règles **BAEL 91**, on distingue des deux états de calcul (état limite ultime et l'état limite de service)

- **Hypothèse de calcul :**

ELU : **CBA (Art A .4.3.2).**

Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton

Les diagrammes linéaires de déformation passent par l'un des trois pivots.

Le béton tendu est négligé dans les calculs.

On peut supposer concentrer en son centre de gravité la section d'un groupe de plusieurs barres tendues ou comprimées, pourvu que l'erreur ainsi commise sur la déformation unitaire ne dépasse pas 15%.

L'ELS:

Les sections droites restent planes et il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures et le béton en dehors du voisinage immédiat des fissures.

Le béton tendu est négligé dans les calculs.

Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est par convention **15 fois** plus grand que celui du béton (**$E_s = 15 E_b$; $n = 15$**).

$n = E_s / E_b$: Coefficient d'équivalence.

I.7.1.5: Les contraintes limites :

- **À l'état limite ultime (ELU) :**

La contrainte limite du béton en compression est :

$$f_{bu} = 0,85 f_{c28} / \theta \gamma_b$$

Tel que :

γ_b = Coefficient de sécurité partiel

θ : est en fonction de la durée **T** d'application des combinaisons d'action

$$\gamma_b = 1.5 \text{ pour cas durable}$$

$$\gamma_b = 1.15 \text{ pour cas accidentall}$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

$$\text{On obtient : } f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

• **À l'état limite de service (ELS):**

La valeur de la contrainte admissible de compression du béton est :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} \quad (\text{BAEL91 art 4-5.2})$$

Pour notre cas : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$

On obtient $\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$

• **À l'état limite de service (ELS)**

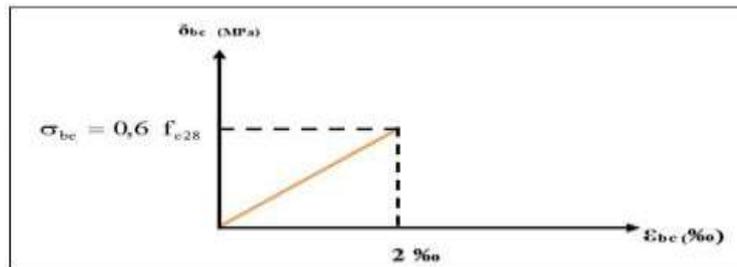


Figure I.4 Diagramme des Contraintes de Déformations du béton à l'ELS

I.6.1.6. Contrainte limite ultime de cisaillement :

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par :

$$\tau \leq \tau_{adm}$$

$\tau_{adm} = \min(0.2f_{cj}/\gamma_b ; 5\text{MPa})$ Pour la fissuration peu nuisible

$\tau_{adm} = \min(0.15f_{cj}/\gamma_b ; 4\text{MPa})$ Pour la fissuration préjudiciable.

Dans notre cas :

$\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa}$ fissuration peu préjudiciable.

$\tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa}$ fissuration préjudiciable très préjudiciable.

I.6.2. L'Acier :

L'acier est un alliage métallique constitue principalement de fer carbone, il présente une très bonne résistance à la **traction** qu'en **compression**.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à : $E_s = 200\ 000\ MPa$ selon(BAEL 91, art A.2.2, 1)

I.6.2.1. Contraintes limites d'élasticité de l'acier :

1. Contrainte limite ultime à l'ELU :

La contrainte limite de déformation de l'acier est donnée par le **BAEL91 (art A.4.3.2)**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\varepsilon_{es} = \frac{\sigma_s}{E_s} \cdot$$

Avec :

E_s : module d'élasticité longitudinal de l'acier= 200 000 MPa.

γ_s : Coefficient de sécurité

$$\begin{cases} \gamma_s = 1.5 \text{ pour les cas courant} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour les cas accidentelle} \end{cases}$$

ε_{es} : Allongement relatif

➤ **Diagramme contraintes - déformations :**

Le diagramme contrainte déformation a l'allure suivante :

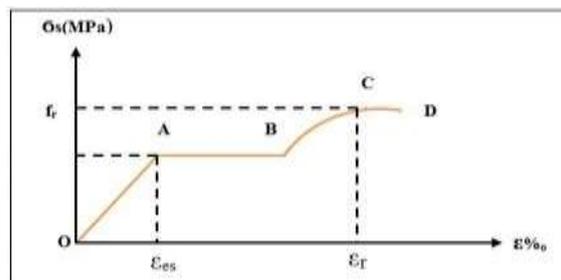


Figure I.5. Diagramme de contrainte de déformation de l'acier.

Avec :

fr : Résistance à la rupture

fe : Limite d'élasticité

εes : Allongement relatif correspondant à la limite élastique de l'acier

ϵ_r : Allongement à la rupture

On distingue du diagramme précédent 04 parties :

1. **Zone 0A** : Domaine élastique linéaire.
2. **Zone AB** : Domaine plastique.
3. **Zone BC** : Domaine de raffermissement.
4. **Zone CD** : Domaine de strict

2. Contrainte limite de service à l'ELS :

D'après les règles **BAEL91 (A.4.5.3)**, on distingue trois cas de fissuration

- **Fissuration peut nuisible (FPN) : (BAEL91/Art 4.5.3.2)** aucune vérification à faire en dehors de la vérification à l'ELU car la contrainte n'est soumise à aucune limitation.
- **Fissuration préjudiciable(FN) : (BAEL91/Art 4.5.3.3)** cas des éléments exposés aux intempéries, il y a risque d'infiltration

$$\sigma_s = \left(\min \frac{2}{3} \times f_e \left(110 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right)$$

η : Coefficient de fissuration : $\eta=1$ pour l'acier

$\eta=1.6$ pour l'acier HA

- **Fissuration très préjudiciable(FTN) : (BAEL91/Art 4.5.3.4)** cas d'un milieu agressif où Une bonne étanchéité doit être assurée. Dans ce cas la contrainte de traction des armatures est limitée à :

$$\sigma_s = \left(\min \frac{1}{2} \times f_e \left(90 \sqrt{\eta \times f_{tj}} \right) \right)$$

a. Les actions :

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées à une structure et aux déformations imposées elles proviennent :

- Les actions permanentes (G)
- Les actions variables (Q_i)
- Les actions accidentelles (F_a)

b. Combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul à considérer dans les calculs (moments fléchissant, efforts normaux, efforts tranchants) résultent définis comme suite :

- **Combinaison du BAEL 91 :**

ELU : $1.35G + 1.5Q$

ELS : $G + Q$

- **Combinaisons d'actions données par le RPA99 version 2003 :**

$$G + Q \pm E \quad (E : \text{effort de séisme}).$$

$$0,8G \pm E \quad (\text{Pour les fondations}).$$

$$G + Q \pm 1,2E \quad (\text{Pour les structures en portiques auto-stables
seulement}).$$

I.7.Conclusion :

Dans ce projet les valeurs utilisées sont :

Pour le béton :

La résistance de compression du béton utilisé pour notre structure à l'âge de 28 jours est $f_{c28} = 25MPa$ Contrainte limite à l'ELU :

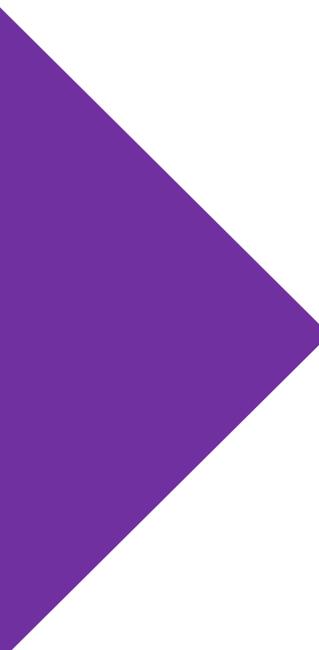
- Situation durable : $f_{bu} = 14.17MPa$
- Situation accidentelle : $f_{bu} = 18.48MPa$
- Contrainte limite à l'ELS : $\sigma_{bc} = 15MPa$
- $E_{ij} = 32164.2MPa$
- $E_{iv} = 10818.87MPa$
- $\tau_{adm} = 3.33 MPa$ Pour fissuration peu préjudiciable.
- $\tau_{adm} = 2.5 MPa$ Pour fissuration préjudiciable très préjudiciable

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égal à :

- $E_s = 200\,000 MPa$
- $\bar{\sigma}_{bc} = 15MPa$

Pour l'acier :

Les aciers utilisés sont de nuance FeE400.



CHAPITRE II

***Pré dimensionnement et études des éléments
secondaire***

II. Introduction :

Ce chapitre consiste à pré dimensionner les différents éléments de la structure, ces dimensionnements sont choisis selon les préconisations du **RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91**, les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérification dans la phase de dimensionnement. Parmi les études de la structure, on trouve l'étude des éléments secondaire qui sont définit comme des éléments n'ayant pas de fonction porteuse ou de contreventement. Cette étude se fait suivant les calculs des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges, en respectant la réglementation en vigueur (**BAEL91/99, CBA93, RPA99 version 2003...**). C'est ce qui fait l'objet de ce chapitre.

II.1. Etude des planchers à corps creux :

II.1.1. Pré dimensionnement du plancher :

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \dots \dots \dots \text{(Art B.6.8.4.2.4 CBA93)}$$

Avec :

h_t : Hauteur totale du plancher.

L : La portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

$$h_t \geq \frac{395}{22,5} \Rightarrow h_t \geq 17,55 \Rightarrow h_t = 20$$

On opte un plancher à corps creux de type (16+4)

$$h_t = 20 : \begin{cases} 16\text{cm} : \text{l'épaisseur de corps creux} \\ 04\text{cm} : \text{dalle de compression} \end{cases}$$

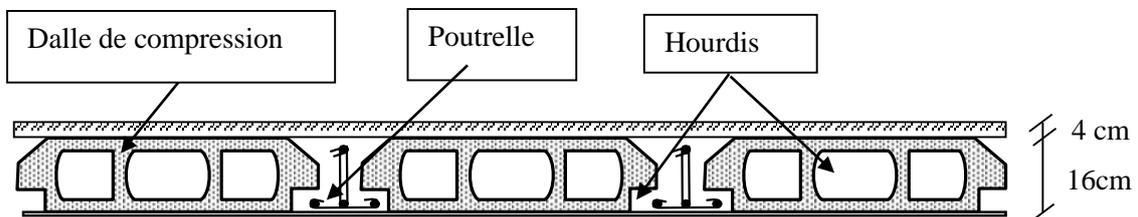


Figure II.1. Plancher à corps creux

II.1.1. Evaluation de la charge et surcharges :

Tableau II.1. Evaluation des charges du plancher terrasse inaccessible

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Gravillon de protection	0.06	20	1.20
2	Isolation thermique	0.04	4	0.16
3	Forme de pente (1%)	0.10	22	2.20
4	Plancher corps creux (16+4)	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.20
6	Multicouche d'étanchéité	0.02	6	0.12
Charge permanente totale				G = 6.68
Surcharge d'exploitation				Q = 1

Tableau II.2. Evaluation des charges du plancher étage courant

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	Cloison de séparation	0.10	0.1	1
Charge permanente totale				G = 5.16
Surcharge d'exploitation				Q = 1.50

Tableau II.3. Evaluation des charges de rez de chaussée

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	murs de séparation	0.30	9	2.25
Charge permanente totale				G = 6.41
Surcharge d'exploitation				Q = 5

Tableau II.4. Evaluation des charges des entre sols (service)

N	Désignation des éléments	Epaisseur (m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN /m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Plancher corps creux	0.20	14	2.80
5	Enduit de plâtre	0.02	10	0.2
6	murs de séparation	0.30	9	2.25
Charge permanente totale				G = 6.41
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

II.1.2. Etude es poutrelles :

II.1.2.1. Disposition des poutrelles :

La disposition des poutrelles, position des dalles pleines, les poutres de chainages :

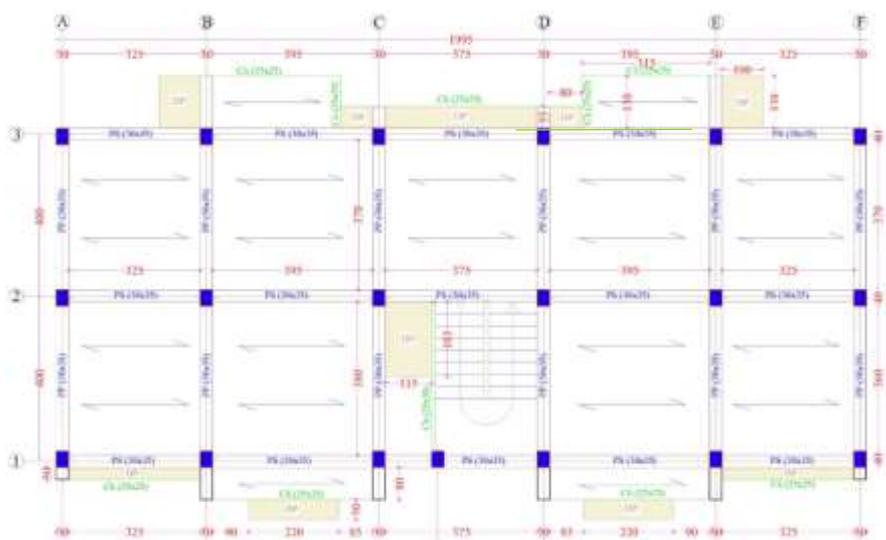


Figure II .2. Disposition des poutrelles plancher étage courant

- La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :
 - La plus petite portée.
 - Critère de continuité (le sens où il y a plus d'appuis)

II.1. 2.2. Pré dimensionnement des poutrelles

- Elles se calculent comme une section en T. La largeur de La dalle de compression à Prendre est définie par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_x}{2} \\ \frac{L_y}{10} \end{array} \right.$$

Avec :

$L_x = 55cm$: La distance entre nus des poutrelles

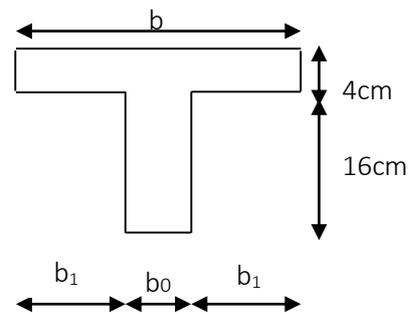


Figure II. 3. Section d’une poutrelle

$L_y = 395cm$: La distance entre nus d’appuis des poutres secondaire

$b_0 = 10cm$: Largeur de la nervure

$$\frac{b-10}{2} \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{55}{2} \\ \frac{395}{10} \end{array} \right. \Rightarrow b = 2 \times b_1 + b_0 \Rightarrow b = 2 \times 27,5 + 10 = 65cm$$

➤ **Méthode de calcul des poutrelles :**

Les poutres sont calculées comme des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement, il existe quatre méthode de calcul, la méthode forfaitaire méthode de Caquot minore et la méthode RDM tous les détaille de calcule ses défèrent méthode sont dans l’annexe 2

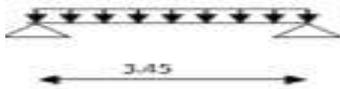
❖ **Les types des poutrelles**

Le tableau suivant présente les défèrent types des poutrelles avec leur localisation ainsi la méthode adopte pour le calcul selon les cas

II.1.2.3 Schéma statique des différentes poutrelles

Tableau II.5. Différents types de poutrelles dans les planchers

Types	Localisation	Schémas statiques des poutrelles	Méthode de calcul adoptée
Type 1	Tous les niveaux		forfaitaire
Type 2	Tous les niveaux		forfaitaire

Type 3	Tous les niveaux		RDM
Type 4	Tous les niveaux		RDM

➤ Les combinaisons d’action et calculs des charges

à l’ELU : $P_u = 1,35G + 1,5Q$ et $q_u = P_u \times l_0$

à l’ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = P_s \times l_0$

Tableau II.6. Charges et surcharges d’exploitation

Désignation	G (KN /m ²)	Q (KN /m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN /m ²)	P _u (KN /ml)	q _s (KN /m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.53	1.0	10.31	6.70	7.53	4.89
Etages courants	5.41	1.5	9.55	6.21	6.91	4.49
Etage commercial	7.11	5	17.10	11.11	12.11	7.87
Etage service	7.11	2.5	13.35	8.68	9.61	6.25

II.1.2.4. calcul des sollicitations dans les poutrelles

Exemple de calcul (Plancher terrasse inaccessible) :

Etant donné que les conditions d’application de la méthode forfaitaire sont satisfaites, nous allons procéder aux calculs des moments et des efforts tranchants.

- Moments isostatiques :

$$\text{Travée A-B } M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 8.853 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 6.463 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{Travée B-C } M_0 = ql^2/8 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_0 = 13.077 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_0 = 9.547 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Moments sur les appuis :

Appuis de rive :

$$M_A = M_C = 0$$

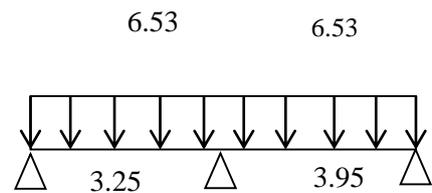


Figure II.4 : schéma statique de la poutrelle

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

Donc Travée A-B $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{\text{rive}} = -1.327 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{\text{rive}} = -0.969 \text{ KN.m} \end{cases}$

Travée B-C $\begin{cases} \text{ELU: } M_u^{\text{rive}} = -1.96 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{\text{rive}} = -1.43 \text{ KN.m} \end{cases}$

Appuis intermédiaires : $M_a^{\text{int}} = -0,6 M_0 \Rightarrow \begin{cases} \text{ELU: } M_u^{\text{int}} = -7.846 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } M_s^{\text{int}} = -5.728 \text{ KN.m} \end{cases}$

• **Moments en travées :**

$$M_t + (M_g + M_d)/2 \geq \max((1 + 0,3\alpha); 1,05) M_0$$

$$\alpha = \frac{Q}{G+Q} = \frac{1}{1+6.53} = 0.133 \quad ; \quad \alpha = 0.133 \rightarrow \begin{cases} (1 + 0,3\alpha) = 1.04 \\ \frac{1,2+0,3\alpha}{2} = 0.62 \end{cases}$$

À l'ELU :

$$M_t + \frac{M_g + M_t}{2} \geq \max(1 + 0.3\alpha) M_0; 1.05 M_0] ; \quad M_t \geq \frac{1.2 + 0.3}{2} M_0$$

Travée A-B $\begin{cases} M_t \geq 1.05 \times 8.853 - 7.846/2 = 5.374 \text{ kn.m} \\ M_t \geq 5.488 \text{ kn.m} \end{cases}$

Travée B-C $M_t \geq 9.808 \text{ kn.m} \quad ; \quad M_t \geq 8.12 \text{ kn.m}$

À l'ELS :

Travée A-B : $M_t \geq 3.92 \text{ kn.m} \quad M_t \geq 4.007 \text{ kn.m}$

Travée B-C : $M_t \geq 7.16 \text{ Kn.m} \quad M_t \geq 5.91 \text{ KN.m}$

• **Les efforts tranchants :**

À l'ELU :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{6.7 \times 3.25}{2} = 10.98 \text{ kn} ; \quad V_B = 1.15 \times V_A = 12.523 \text{ kn}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{6.7 \times 3.95}{2} = 15.229 \text{ KN} ; \quad V_C = 13.24 \text{ kn}$$

À l'ELS :

Travée A-B :

$$V_A = \frac{4.89 \times 3.25}{2} = 7.946 \text{kn} ; \quad ; V_B = 1.15 \times V_A = 9.138 \text{kn}$$

Travée B-C :

$$V_B = 1.15 \times \frac{4.89 \times 3.95}{2} = 11.106 \text{KN} ; \quad V_C = 9.658 \text{kn}$$

Les diagrammes des moments :

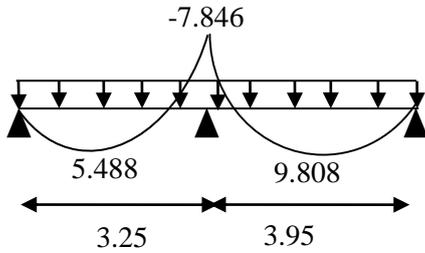


Figure II.5. Diagramme des moments sur la poutrelle à l'ELU

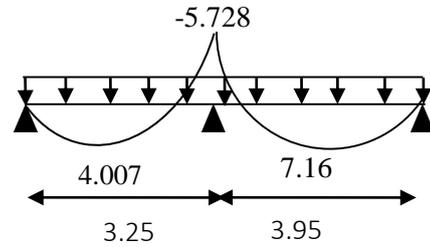


Figure II.6. Diagramme des moments sur la poutrelle à l'ELS

- Calcul des sollicitations pour chaque type de poutrelles :

Tableau II.7. Sollicitations des différents types des poutrelles

Type planché		$M_t (kn.m)$		$M_a^{int} (kn.m)$		$M_a^{riv} (kn.m)$		$V^{max} (kn)$
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
1	Terrasse	9.808	7.16	-7.846	-5.728	13.077	9.537	15.229
1	étage	9.266	7.03	-7.267	-5.257	12.111	8.761	14.104
1	RDC	17.859	12.649	-13.06	-9.212	21.676	15.353	25.243
1	Entre sol	13.166	9.479	-10.154	-7.31	16.923	12.184	19.708
2	Terrasse	7.846	5.728	-6.539	-4.774	13.077	9.547	-14.567
2	étage	7.449	5.389	-6.056	-4.381	12.111	8.761	-13.491
2	RDC	14.608	10.346	-10.838	-7.677	21.676	15.353	-24.145
2	Entre sol	10.627	7.651	-8.462	-6.092	16.923	12.184	-18.851
3	Terrasse	9.976	7.283	0	0	9.976	7.283	11.566
3	étage	9.239	6.683	0	0	9.239	6.683	10.712
3	RDC	16.536	11.712	0	0	16.536	11.712	19.172
3	Entre sol	12.91	9.294	0	0	12.91	9.294	14.968
4	Terrasse	13.077	9.547	0	0	13.077	9.547	13.242

4	étage	12.111	8.761	0	0	12.111	8.761	12.265
4	RDC	21.676	15.353	0	0	21.676	15.353	21.95
4	Entre sol	16.923	12.184	0	0	16.923	12.184	17.137

- **Les sollicitations les plus défavorables :**

Tableau II.8. Sollicitations maximale dans les poutrelles

Types planché	$M_t (kn.m)$		$M_a^{int} (kn.m)$		$M_a^{riv} (kn.m)$		$V^{max} (kn)$
	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS	ELU
Terrasse	13.077	9.547	7.846	5.728	1.96	1.43	15.229
Etage courant	12.111	8.761	7.267	5.257	1.82	1.31	14.104
RDC	21.676	15.353	13.06	9.212	3.25	2.3	24.145
Entre sol	16.923	12.184	10.154	7.31	2.53	1.83	18.851

II.1.2.5. Ferrailage des poutrelles :

Les armatures seront calculées sous les sollicitations les plus défavorables et le calcul est conduit pour une section en T soumise à la flexion simple.

- **Plancher de la terrasse inaccessible :**

- **En travées :**

On ferraille toutes les poutrelles avec les sollicitations maximales à l'ELU

$$M_t = 13.077 \text{ kn.m}$$

$$M_a = 7.846 \text{ kn.m}$$

$$V_u = 15.229 \text{ kn.m}$$

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

$$M_{Tu} = f_{bu} \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 14,2 \times 0,65 \times 0,04 \left(0,18 - \frac{0,04}{2} \right)$$

$$M_{Tu} = 0,0591 \text{ MN.m} > M_{tu} = 0,013077 \text{ MN.m}$$

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

➤ **Calcul des armatures :**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{f_{bu} \times b \times d^2} = \frac{0,013077}{14,2 \times 0,65 \times 0,18^2} = 0,044 < 0,186 \Rightarrow \text{pivot A}$$

Donc $A' = 0 \Rightarrow f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$

Ce qui donne: $A_t = \frac{M_{tu}}{z \times f_{st}}$

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,044}] = 0,056$$

$$z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,18(1 - 0,4 \times 0,043) = 0,176 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A_t = \frac{0,013077}{0,176 \times 348} = 2,14 \times 10^{-4} \text{ m}^2 = 2,14 \text{ cm}^2$$

✓ **Vérification de la condition de non fragilité**

$$A_t^{\min} = 0,23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e \quad \text{Avec} \quad f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_t^{\min} = 1,412 \text{ cm}^2 < A_t = 2,14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

$$A = 2T10 + 1T12 = 2,7 \text{ cm}^2$$

➤ **Ferraillage aux appuis**

Le moment aux appuis est négatif, ce qui revient à dire que la table de compression est tendue, et le béton tendu n'intervient pas dans la résistance, pour cela, on va considérer une section ($b_0 \times h$).

❖ **Appui intermédiaire**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{inter}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{7,846 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,170 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

On a, $f_e = 400 \text{ MPa} \Rightarrow \begin{cases} \mu_l = 0,392 \\ \alpha_l = 0,668 \\ \varepsilon_l = 1,74 \times 10^{-3} \end{cases}$

$$\mu_{bu} = 0,161 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$A_a^{inter} = \frac{M_{au}^{inter}}{z \times f_{st}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,234 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,163 \text{ m} \end{cases}$$

$$f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow A_a^{inter} = 1,38 \text{ cm}^2$$

Calcul de A_{\min} :

$$A_{\min} = 1,412 \text{ cm}^2 > A \text{ calculé}$$

$$\text{On choisit } A = 1T12 + 1T10 = 1,92 \text{ cm}^2$$

❖ **Appui de rive**

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}^{rive}}{f_{bu} \times b_0 \times d^2} = \frac{1,96 \times 10^{-3}}{14,2 \times 0,1 \times 0,18^2} = 0,05 < 0,186 \Rightarrow \text{Pivot A}$$

$$A' = 0 ; f_{st} = f_e / \gamma_s = 400 / 1,15 = 348 \text{ MPa}$$

$$\begin{cases} \alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0,064 \\ z = d(1 - 0,4\alpha) = 0,175 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow A_a^{rive} = \frac{M_{au}^{rive}}{z \times f_{st}} = \frac{1,85 \times 10^{-3}}{0,176 \times 348} = 0,32 \text{ cm}^2$$

On choisit : $A = 178 = 0,5 \text{ cm}^2$

➤ **Cisaillement :**

$$V_u = 15.229 \text{ kn.m}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 d} = \frac{15.229 \times 10^{-3}}{0,1 \times 0,18} = 0,85 \text{ MPa} \quad \bar{\tau}_u = \min [0,13 f_{c28}; 4 \text{ MPa}] = 3,25 \text{ MPa}$$

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

➤ **Choix des armatures transversales :**

On choisit un étrier Φ_6 $A_t = 2\Phi_6 = 0,57 \text{ cm}^2$

➤ **L'espacement :**

$$St \leq \min (0,9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow St \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$St \leq A_t \frac{0,9 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} K)}$$

$K = 1$ Flexion simple FPN, pas de reprise de bétonnage.

$\alpha = 90^\circ$ Flexion simple, armatures droites.

$$St \leq A_t \frac{0,9 \times f_e}{b_0 \gamma_s \times (\tau_u - 0,3 \times f_{t28})}$$

$$St = 0,81 \text{ m} = 81,1 \text{ cm.} \quad St \leq 81,1 \text{ cm}$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times b_0} \Rightarrow St \leq \frac{0,57 \times 10^{-4} \times 400}{0,1 \times 0,4} = 0,57 \text{ m} = 57 \text{ cm}$$

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

❖ **Vérification à l'effort tranchant :**

a) - vérification des A_t à V_u de l'appui intermédiaire :

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_a^{int}}{0,9d})$$

$$A_l \geq \frac{1.15}{400} (15.229 \times 10^{-3} - \frac{7.846 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.18}) = -0.95 \text{ cm}$$

Au niveau de l'appui intermédiaire V_U est négligeable devant M_u (n'a pas d'influence sur les A_l)

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

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u \Rightarrow A_l \geq \frac{1.15}{400} \times 15.229 \times 10^{-3} = 0.438 \text{ cm}^2$$

$$A_l \geq 0.438 \text{ cm}^2$$

Or, $A_l = 1T12 + 2T10 + 1T12 + 1T10 = 4.62 \text{ cm}^2$ pas des vérifications à faire pour l'appui inter

b) - Cisaillement au niveau de la jonction table-nervure :

$$\tau_u = \frac{V_U \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 \times dbh_0} = \frac{15.229 \times 10^{-3} \left(\frac{0.65 - 0.1}{2} \right)}{0.9 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.994 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa} \quad \tau_u < 3.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C'est vérifié.}$$

Vérification des poutrelles à l'ELS :

Il y a lieu de vérifier :

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

➤ **Etat limite de compression du béton :**

a) - En travée :

$$M_l^{\max} = 9.547 \text{ KN.m} \quad \text{Position de l'axe neutre} \quad H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A(d - h_0)$$

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 2.7 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = -4.7 \times 10^{-5}$$

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

Vérification des contraintes :

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

$$A' = 0$$

$$\frac{0.1}{2} y^2 + [15 \times 2.7 \times 10^{-4} + (0.65 - 0.1) \times 0.04] y - 15 \times 2.7 \times 10^{-4} \times 0.18 - (0.65 - 0.1) \times \frac{0.04^2}{2} = 0$$

$$0.05y^2 + 0.02605y - 2.89 \times 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = 7.364 \times 10^{-4} \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 0.027$$

$$y = \frac{-0.02605 \pm 0.027}{2 \times 0.05} \Rightarrow \begin{cases} y_1 = 9.5 \times 10^{-3} m \\ y_2 = -0.53 m \end{cases}$$

$$y = 5.3 cm$$

$$I = \frac{65}{3} \times (5.3)^3 - (65 - 10) \times \frac{(-5.3 - 4)^3}{3} + 15 \times 2.7 \times (18 - 5.3)^2 \Rightarrow I = 24503.66 cm^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{9.95 \times 10^{-3}}{24503.66 \times 10^{-8}} \times 5.3 \times 10^{-2}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \sigma_{bc} = 2.15 MPa \\ \overline{\sigma}_{bc} = 15 MPa \end{cases}$$

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

La fissuration est préjudiciable, alors on ne vérifie que σ_{bc} (σ_{sc} est toujours vérifiée)

b) -En appuis intermédiaires :

$$M_{ser} = 5.728 \times 10^{-3} MN.m$$

Position de l'axe neutre :

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

$$H = 0.65 \times \frac{0.04^2}{2} - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04) = 1.168 \times 10^{-4}$$

$H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table de compression.

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

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

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} y - 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times 0.18 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 0.026$$

$$y_1 = -0.044m$$

$$y_2 = 0.035m$$

$$I = \frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \Rightarrow I = 0.217 \times (0.035)^3 + 15 \times 1.92 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.035)^2$$

$$I = 6.98 \times 10^{-5} m^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{5.728 \times 10^{-3}}{6.98 \times 10^{-5}} \times 0.035 = 2.87 MPa$$

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \quad \text{C'est vérifié.}$$

➤ **Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu préjudiciable donc pas de vérification.

➤ **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 :

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

On a : $\frac{h}{l} = \frac{20}{395} = 0.05 < \frac{1}{16}$ la condition n'est pas satisfaite donc on doit faire une vérification de la flèche.

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

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{395}{500} = 0.79cm$$

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

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

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

Evaluation des moments en travée :

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

$q_{gser} = 0.65 \times G$ La charge permanente qui revient à la poutrelle.

$q_{pser} = 0.65 \times (G + Q)$ La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

$$M_{jser} = \frac{q_{jser} \times l^2}{8}; \quad M_{gser} = \frac{q_{gser} \times l^2}{8}; \quad M_{pser} = \frac{q_{pser} \times l^2}{8}$$

Propriété de la section :

$$y_G = \frac{\frac{b \times h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{(h - h_0)}{2} + h_0 \right) + 15 \times A \times d}{b \times h_0 \times (h - h_0) + 15 \times A} = 7.05cm$$

Moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0 \times h^3}{12} + (b_0 + h) \times \left(\frac{h}{2} - y_G \right)^2 + (b - b_0) \times \frac{h_0^3}{12} + (b - b_0) \times h_0 \times \left(y_G - \frac{h_0}{2} \right)^2 + 15 \times A_s \times (d - y_G)^2 = 18471.93cm^4$$

$$A_s = 2.7cm^2$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.7}{10 \times 18} = 0.015$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times b \cdot f_{t28}}{(2 \times b + 3 \times b_0) \rho} = 2.84 \quad \text{Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.14 \quad \text{Déformation différée.}$$

$$E_i = 32164.2Mpa$$

$$E_v = 10818.87Mpa$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = 15 \times M_{ser}^j \frac{(d - y)}{I}; \quad \sigma_{sg} = 15 \times M_{ser}^g \frac{(d - y)}{I}; \quad \sigma_{sp} = 15 \times M_{ser}^p \frac{(d - y)}{I}$$

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 :

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

$$q_{jser} = 1.82 \text{ kn/m} ; q_{pser} = 4.89 \text{ kn/m} ; q_{gser} = 4.24 \text{ kn/m} ;$$

Les autres calculs sont résumés dans les tableaux suivant :

Tableau II.9. Les moments et les déformations

M_{jser} kn	M_{gser} kn	M_{pser} kn	Y cm	I_0	I cm^4	A_s Cm ²	ρ	λ_i	λ_v
3.55	8.27	9.54	9	1847 193	2980	2.7	0.015	2.84	1.14

Tableau II.10. des contraintes

σ_{sj} MPa	σ_{sg} MPa	σ_{sp} MPa
101.14	235.61	271.79

Tableau II.11 Inerties fictives

μ_j	μ_g	μ_p	$I_{f_{ij}}$ cm^4	$I_{f_{ig}}$ cm^4	$I_{f_{ip}}$ cm^4
0.450	0.226	0.200	8919.71	12375.82	12958.62

Tableau II.12. Evaluation des flèches

f_{ji}	f_{gi}	f_{pi}	f_{vg}	$\Delta f_i < f_{adm}$	observation
0.00193	0.00324	0.00357	0.00738	0.58 < 0.79	vérifié

Les types de poutrelles, leur ferrailage est donné dans le tableau suivant :

Tableau II.13 .Ferrailage des poutrelles

Planchers	$M_t = 13.077 \text{ KN.m}$				$M_a^{int} = 7.846 \text{ KN.m}$				$M_a^{riv} = 1.96 \text{ KN.m}$			
Terrace inaccessible	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm ²	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm ²	μ_{bu}	α	Z (M)	A Cm ²
	0.044	0.056	0.176	2.14	0.170	0.234	0.163	1.38	0.05	0.064	0.175	0.32
habitation	$M_t = 12.111 \text{ KN.m}$				$M_a^{int} = 7.267 \text{ KN.m}$				$M_a^{riv} = 1.82 \text{ KN.m}$			
	0.04	0.051	0.176	1.97	0.158	0.216	0.164	1.412	0.039	0.05	0.177	0.29
Commerce	$M_t = 21.676 \text{ KN.m}$				$M_a^{int} = 13.06 \text{ KN.m}$				$M_a^{riv} = 3.25 \text{ KN.m}$			
	0.07	0.093	0.173	3.6	0.284	0.428	0.149	2.51	0.07	0.091	0.173	0.54
service	$M_t = 16.923 \text{ KN.m}$				$M_a^{int} = 10.154 \text{ KN.m}$				$M_a^{riv} = 2.53 \text{ KN.m}$			
	0.057	0.073	0.175	2.78	0.037	0.61	0.136	3.57	0.05	0.064	0.175	0.41

Choix des barres et vérification au cisaillement :

Tableau II.14. Choix des barres de ferrailage

Plancher	En travée	En appuis intermédiaire	En appuis de rive	V_U KN	τ Mpa	$\bar{\tau}$ Mpa	observe
terrasse inaccessible.	2T12+1T10 =2.7 cm ²	1T12+1T10 =1.92 cm ²	1T8 =0.5 cm ²	15.229	0.85	3.25	vérifier
habitation	3T10=2.36 cm ²	1T12+1T10=1.92 cm ²	1T8 =0.5 cm ²	14.104	0.78	3.25	vérifier
commerce	2T14+1T12 =4.12cm ²	2T14=3.08 cm ²	1T10=0.79 cm ²	24.145	1.34	3.25	vérifier
Service	2T14=3.08 cm ²	2T14+1T12=4.12 cm ²	1T8 =0.5 cm ²	18.851	1.05	3.25	vérifier

Choix des armatures transversales :

Pour tous les types de poutrelles on prend $A_t = 2 \times \phi 6 = 0.57$

L'espace $S_t = 15cm$ Pour toutes les poutrelles.

Vérification à l'ELS :

a) Etat limite de compression de béton :

Tableau II.15 : Vérification des états limite de compression du béton

plancher	En travée			En appui			$\bar{\sigma}$ Mpa
	M_t KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	M_a KN.m	I cm ⁴	σ Mpa	
Terrasse inaccessible	9.547	27000	2.15	5.728	6980	2.87	15
Plancher d'habitation	8.761	8323	4.12	5.257	6982	4.48	15
Plancher commercial	15.353	13152	5.8	13.06	9317	4.11	15
Plancher service	12.184	93174	5.43	7.31	6982	3.74	15

b) Etat limite de déformation :

Tableau II.16. Vérification des états limite de déformation.

type	q_{jser} kN/m	q_{gser} kN/m	q_{pser} kN/m	M_{jser} kN.m	M_{gser} kN.m	M_{pser} kN.m	I_0 Cm ⁴	ρ	λ_i	λ_v
Terrasse inaccessible	1.82	4.24	4.89	3.55	8.27	9.54	1871.93	0.015	2.84	1.14
Plancher d'habitation	1.82	3.35	4.33	3.55	6.53	8.44	18517	0.013	3.28	1.31
Plancher commercial	1.82	4.17	7.42	3.55	8.13	14.4	21671	0.023	1.85	0.74
Plancher service	1.82	4.17	5.79	3.55	8.13	11.29	1871.93	0.015	2.84	1.14

Tableaux II.17 : vérification de la flèche

plancher	f_{ji} mm	f_{gi} mm	f_{pi} Mm	f_{gv} mm	Δf mm	f_{adm} mm	observe
Terrasse inaccessible	1.93	3.24	3.57	7.38	5.78	7.9	vérifier
habitation	0.82	2.21	3.18	4.21	4.36	7.9	vérifier
commerce	0.58	1.88	3.85	3.92	5.30	7.9	vérifier
service	0.75	2.68	4.14	5.1	5.80	7.9	vérifier

II.1.3.Ferrailage de la dalle de compression

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_e = 400\text{MPa}$

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 0.65}{400} = 0.65 (\text{cm}^2 / \text{ml})$$

CBA93 (B.6.8.4.2.3)

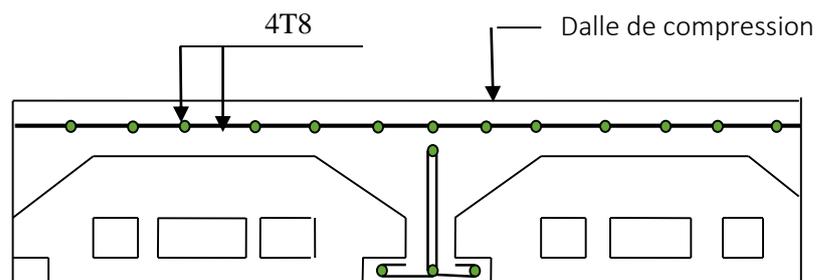
- Armatures parallèles aux poutrelles

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.32 \text{cm}^2 / \text{ml}$$

On choisit : 4HA8/ml=2.01cm² perpendiculaires aux poutrelles → St=25cm < 33c ...Vérifiée.

4HA8/ml=2.01cm² parallèles aux poutrelles → St=25cm < 44cm...Vérifiée.

Schéma de ferrailage de la dalle de compression



FigureII.7 .Schéma de ferrailage de la dalle de compression

II.1.4. schéma de Ferrailage des poutrelles :

Tableau II.18. Ferrailage des poutrelles

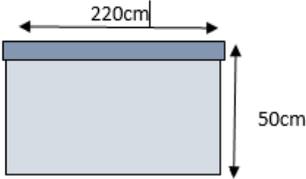
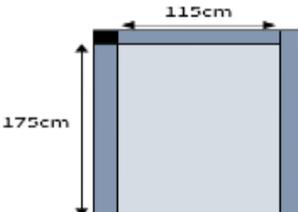
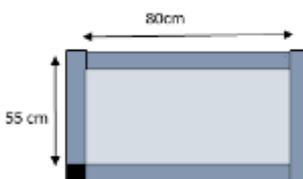
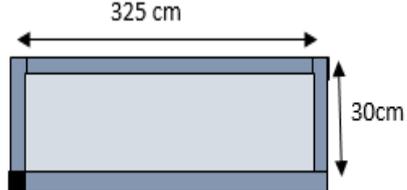
plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible	<p>1HA8 EpingleΦ6 2HA12+ 1HA10</p>	<p>1HA10+1HA12 EpingleΦ6 2HA12+1 HA10</p>
Les étages habitation	<p>1HA8 EpingleΦ6 3HA10</p>	<p>1HA10+1HA12 EpingleΦ6 3HA10</p>
L'étage commerce	<p>1HA10 EpingleΦ6 2HA14+1 HA12</p>	<p>2HA14 EpingleΦ6 2HA14+1 HA12</p>
Les étages service	<p>1HA10 EpingleΦ6 2HA14</p>	<p>2HA14 EpingleΦ6 2HA14+1 HA12</p>

II.2. Les Planchers en dalles pleines :

II.2.1. Pré dimensionnement des dalles pleines

Ce projet comporte quatre types de dalles sur 1, 2, 3 et 4 appuis leur Pré dimensionnement et résumé dans les tableaux suivant.

Tableau II.19. Pré dimensionnements des dalles pleines

Type de dalle	$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	e (cm) critère de résistance	e (cm) critère de coupe-feu
	$\frac{50}{220} = 0.23$	$e \leq L_x/20$ $\Rightarrow e = 2.5$ cm	$e \geq 11$ cm Pour deux heur de coupe-feu
	$\frac{1.15}{1.75} = 0.65$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{0}$ $\Rightarrow 2.55 \leq e \leq 2.87$	$e \geq 11$ cm Pour deux heur de coupe-feu
	$\frac{0.50}{0.80} = 0.625$	$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{0}$ $\Rightarrow 2.55 \leq e \leq 2.87$	$e \geq 11$ cm Pour deux heur de coupe-feu
	$\frac{3.0}{3.25} = 0.92$	$\frac{L_x}{40} \leq e \leq \frac{L_x}{35}$ $\Rightarrow 0.75 \leq e \leq 0.86$	$e \geq 11$ cm Pour deux heur de coupe-feu

Finalement l'épaisseur à retenir pour les quatre types de dalle est : **e = 14 cm**

II.2.2. Evaluation des charges et des surcharges

Tableau II.20. Evaluation des charges des dalles plaines

	Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.14	25	3.5
2	Revêtement carrelage	0.02	20	0.40
3	Mortier de pose	0.02	20	0.40
4	Lit de sable	0.02	18	0.36
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4.86
Surcharge d'exploitation dans le cas d'un(étage courant)				Q = 1.5
Surcharge d'exploitation dans le cas d'un (commerce)				Q = 5
Surcharge d'exploitation dans le cas d'un (service)				Q = 2.5
Surcharge d'exploitation dans le cas d'un (balcons et loggia)				Q = 3.5

II.2.3. Calcul des dalles pleines

Le calcul des dalles est résumé dans les tableaux suivants

Tableau II.23 : Sollicitations et ferrillages des dalles les plus défavorables

Dalle pleine	M (kn.m)	μ_{bu}	α	z	A_{cal} cm ² /ml	A_{min} cm ² /ml	$A_{adopté}$ cm ² /ml	S_t	
D1	$M_{tx;y}$	0.133	0.0006	0.000	0.120	0.032	1.12	3HA8=1.51	25
	$M_{ax;y}$	0.078	0.0004	0.0005	0.120	0.019	1.12	3HA8=1.51	33
D2	$M_{tx;y}$	1.23	0.006	0.007	0.120	0.029	1.12	3HA8=1.51	25
	M_a	0.722	0.003	0.004	0.120	0.017	1.12	3HA8=1.51	33
D3	M_t^x	2.72	0.013	0.017	0.119	0.66	1.31	4HA8=2.01	25
	M_t^y	2.64	0.013	0.016	0.119	0.64	1.12	3HA8=1.51	25
	M_a^x	1.6	0.008	0.010	0.119	0.38	1.31	4HA8=2.01	33
	M_a^y	1.55	0.008	0.009	0.119	0.37	1.12	3HA8=1.51	33

II.2.4.5.Vérification a l'ELS :

Vérification des contraintes sur le béton et sur l'acier D2, D3, D4 :

TableauII.24. Récapitulatif des vérifications des contraintes

Dalle plein e	M_{ser} (kn.m)		y cm	I cm	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	Observation	σ_{st}	$\bar{\sigma}_{st}$	Observation
D1	M_t	0.09	2.11	2528.57	0.39	15	vérifiée	27.42	201.63	vérifiée
	M_a	0.06	2.11	2528.57	0.05	15	vérifiée	3.52	201.63	vérifiée
D2	M_t	0.91	2.11	2528.57	0.76	15	vérifiée	55.75	201.63	vérifiée
	M_a	0.53	2.11	2528.57	0.44	15	vérifiée	32.27	201.63	vérifiée
D3	M_t^x	1.91	2.4	3239.4	1.42	15	vérifiée	84.83	201.63	vérifiée
	M_t^y	1.85	2.11	2528.57	1.55	15	vérifiée	108.76	201.63	vérifiée
	M_a^x	1.12	2.4	3239.4	0.83	15	vérifiée	90.90	201.63	vérifiée
	M_a^y	1.09	2.11	2528.57	0.91	15	vérifiée	63.98	201.63	vérifiée

II.2.4.6.Vérification de la flèche :

Tableau II.25. Récapitulatif des vérifications de la flèche

DP	condition		J kn/m ²	G kn/m ²	P kn/m ²	f_{gi} Mm	f_{gv} mm	f_{ji} mm	f_{pi} mm	Δf	\bar{f}	observation
D1	vérifié		Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									
D2	vérifié		Il n'y a pas lieu de vérifier la flèche									
D3	Non vérifié	x-x	3.5	5.06	10.06	0.01	0.04	0.01	0.03	0.05	2.3	vérifié
		y-y	3.5	5.06	10.06	0.03	0.10	0.02	0.07	0.12	3.5	vérifié

II.2.5. Le ferrailage des autres dalles

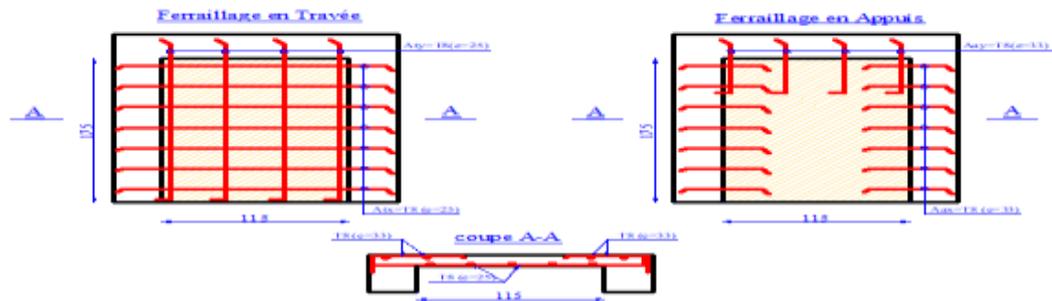


Figure II. 9. Ferrailage dalle D2

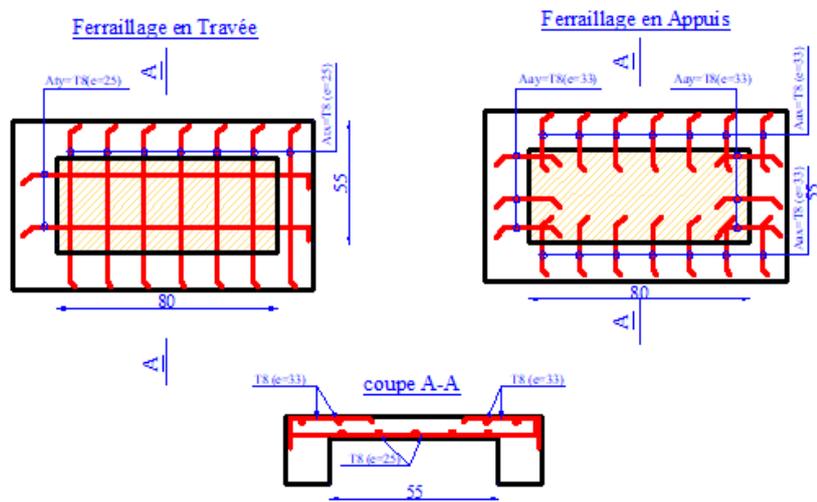


Figure II.10. Ferrailage dalle D3

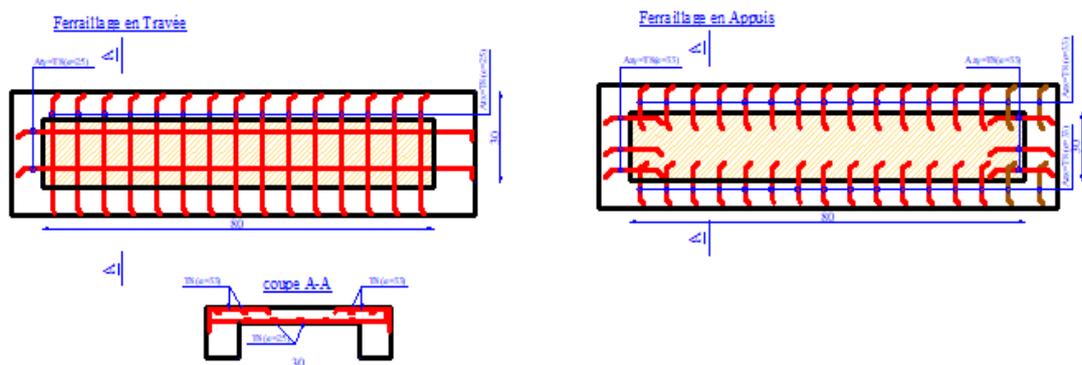


Figure II.11. Ferrailage dalle D4

II.3 .l'acrotère :

II.3.1. Pré dimensionnement de l'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ces dimensions sont mentionnées dans le plan d'architecture.

La surface de l'acrotère est : $S = (0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.08) + (0.1 \div 2) = 0.069m^2$

Le poids propre : $p = 0.069 \times 25 = 1.725 kn/m$

II.3.2. Évaluation des charges de l'acrotère :

Tableau II.26 .évaluation des charges de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
Poids propre de l'acrotère	10	0.069	25	1.725
Enduit de ciment intérieur	1.5	0.882	18	0.238
Enduit de ciment extérieur	0.2	0.6	18	0.238
Charge permanente totale	G=2.179KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

a) Hypothèse de calcul

- * L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- * La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- * Le calcul se fera pour une bande de un mètre linéaire

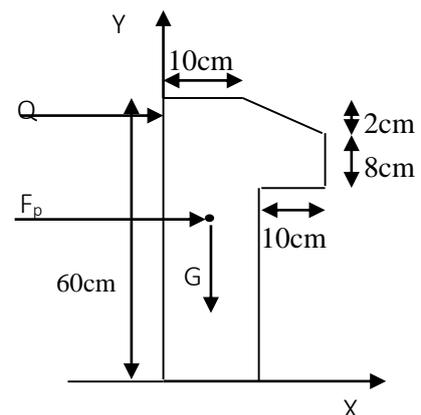


Figure II.12 : Coupe transversale de l'acrotère.

b) Evaluation des Charges verticales

- * Le poids total : $W_p = G_{total}$ le poids total $w_p = G_{total}$
- * La charge due à la main courante : $Q=1KN$

Tableau II.27. Evaluation des charges verticales sur l'acrotère.

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment (KN/ml)	W _p (KN/ml)	Q (KN/ml)
0,069	1,725	0,454	2,179	1,00

c) Charges horizontales

D'après le *RPA99 Article 6.2.31* l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme donnée par la loi suivante : $F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$.

A : Coefficient d'accélération de la zone donné par le tableau (4-1) du *RPA99(2003)*.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8, donné par le tableau (6-1) du *RPA99(2003)*.

W_p : Poids de l'acrotère.

Pour ce projet on a : $\left. \begin{array}{l} \text{-groupe d'usage 2} \\ \text{-zone sismique IIa} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A=0,15 \\ C_p=0,8 \end{cases}$

Donc : $F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,179 \Rightarrow F_p = 1,05 \text{ KN}$.

d) Calcul des sollicitations

Calcul du centre de pression $G(X_G, Y_G)$:

$$X_G = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 0,0628 \text{ m} ; Y_G = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_G = 0,332 \text{ m}$$

L'acrotère est soumis à :

$$N_G = W_p = 2,179 \text{ KN}$$

$$M_Q = Q \times H \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_G \Rightarrow M_{F_p} = 1,05 \times 0,332 \Rightarrow M_{F_p} = 0,35 \text{ KN.m}$$

Tableau II.28. Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2,179	2,94	2,179
M (KN.m)	0,95	0,9	0,6

II.3.3. Ferrailage de l'acrotère :

Après tous les calculs des différentes sections pour les trois combinaisons ELU, ELS et ELA on présente le ferrailage obtenu à l'ELU car cela donne une section d'acier plus défavorable que celle accidentelle.

Tableau II.29. Sollicitation et ferrailage de l'acrotère

	M_u (Kn /m)	M_f (Kn /m)	μ_{bu}	α	z (m)	A_l	A_s	A_{min}	A_r	A_{adopt}
2.94	0.98	1.06	0.011	0.014	0.079	0.385	0.301	0.966	0.502	4HA8

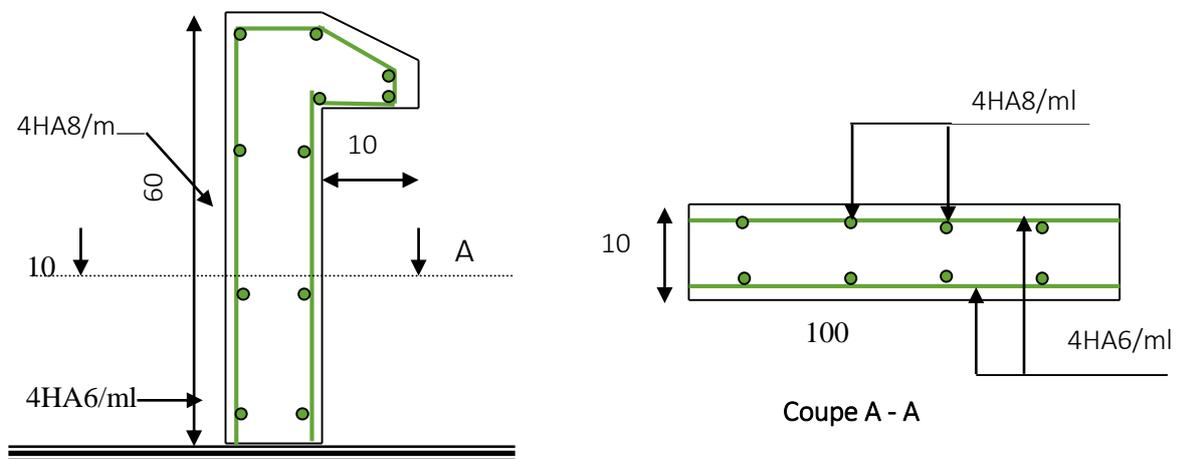


Figure II.13 . Schéma de ferrailage de l'acrotère.

II.4.Escalier

II.4.1.Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers : Les escaliers se composent généralement des éléments suivants :

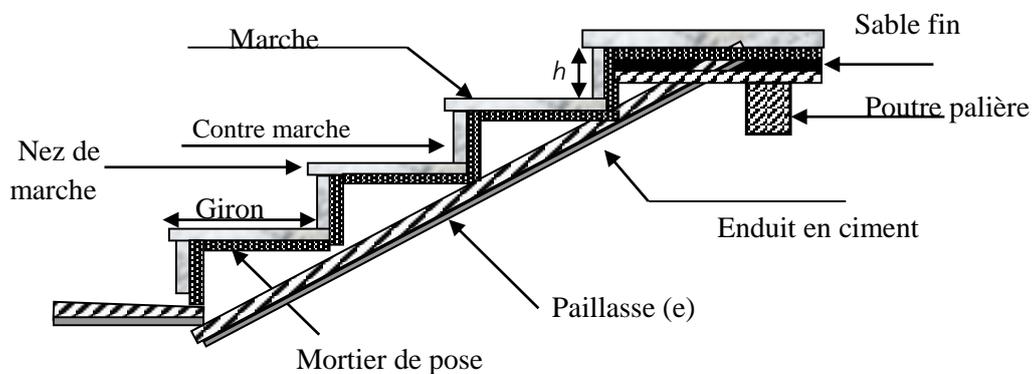


Figure II.14 : Composantes des escaliers.

Pour notre cas on a quatre types d'escaliers à étudier

⇒Type 1(entre sol) :

Escalier a un seule volée :

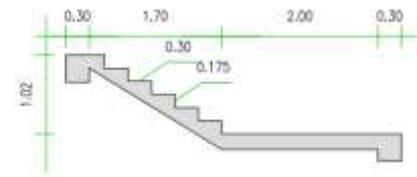


Figure II .15 :escalier type 1(entre sol)

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \dots\dots\dots \text{condion de fleche}$$

$$L' = L_p + L_0 \Rightarrow L' = 140 + 210 \Rightarrow L' = 350\text{cm}$$

Donc : $11.66\text{cm} < e < 17.5\text{cm}$; On opte: **e = 15cm**

Calcul du nombre de contre marches : $H = 1,4\text{m}$; $L_0 = 2,10\text{m} \Rightarrow 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 65$

$$\Rightarrow 2H \times (n-1) + L \times n \approx 0.65 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0.65 \times n^2 - (0.65 + 2 \times H + L) \times n + 2 \times H = 0$$

$$\Rightarrow 0.65n^2 - 5.97n + 2.80 = 0 \text{ qui a pour solution :}$$

$n=8$; $n-1=7$; $h=17.5\text{cm}$; $g=30\text{cm}$

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.40}{2.10} \Rightarrow \alpha = 33.69^\circ$$

$$L = \frac{L_0}{\cos(\alpha)} \Rightarrow L = \frac{2.10}{\cos(33.69^\circ)} \Rightarrow L = 2.52\text{m}$$

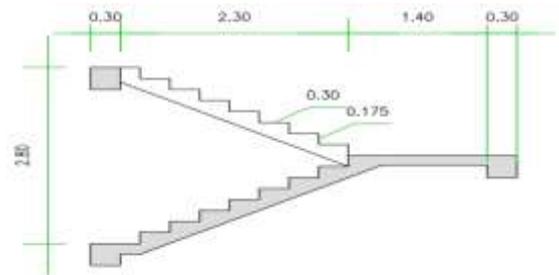


Figure II.16 :escalier type 2(entre sol)

Escalier a deux volées :

$$L' = 2 \times L_p + L_0 \Rightarrow L' = 140 + 240 \Rightarrow L' = 380\text{cm} \text{ On prend : } \mathbf{e = 15 \text{ cm.}}$$

Calcul du nombre de contre marches : $H = 1.615\text{m}$; $L_0 = 2.40$

$$\Rightarrow 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 66$$

$$\Rightarrow 0.66n^2 - (0.66 + 3.06 + 2.85) \times n + 3.06 = 0$$

$$\Rightarrow 0.62n^2 - 6.53n + 3.06 = 0 \text{ La résolution de cette équation nous donne :}$$

$n = 9$; $n-1=8$; $h = 17.5\text{cm}$; $g = 30\text{cm}$

$$\text{tg}(\alpha) = 1.615/2.40 \Rightarrow \alpha = 33.94^\circ ; L = (L_0 / \cos \alpha) \Rightarrow L = \mathbf{2.89\text{m}}$$

$$59 \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 17.5 \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 65.88 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(\text{Vérfifié})$$

⇒Type 3 (Rez de chaussée)

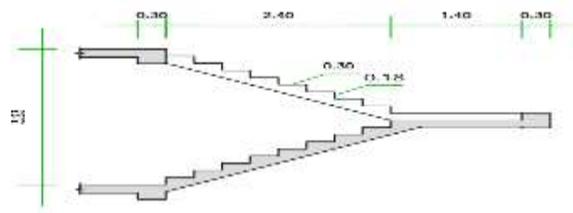


Figure II .17 :escalier type 3(Rez de chaussée)

Escalier a deux volées : $L' = 2 \times L_p + L_0 \Rightarrow L' = 140 + 240 \Rightarrow L' = 380\text{cm}$ On prend :
e = 15 cm.

Calcul du nombre de contre marches : $H = 1.615\text{m}$; $L_0 = 2.40 \Rightarrow 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 66$

$$\Rightarrow 0.66n^2 - (0.66 + 3.06 + 2.85) \times n + 3.06 = 0$$

$\Rightarrow 0.62n^2 - 6.53n + 3.06 = 0$ La résolution de cette équation nous donne :

$n = 9$; $n-1=8$; $h = 18\text{cm}$; $g = 30\text{cm}$

$\text{tg}(\alpha) = 1.615/2.40 \Rightarrow \alpha = 33.94^\circ$; $L = (L_0 / \cos\alpha) \Rightarrow L = 2.89\text{m}$

$$59 \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 18 \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 65.88 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(\text{Vérfifié}).$$

⇒Type 4 (autres étages)

Escalier a deux volées : $L' = L_p + L_0 \Rightarrow L' = 150 + 200 \Rightarrow L' = 350\text{cm}$

Donc : $11.66\text{cm} < e < 17.5\text{cm}$; On opte: **e = 15cm**

Calcul du nombre de contre marches : $H = 1.02\text{m}$; $L_0 = 1.50\text{m}$

$$\Rightarrow 2 \times \frac{H}{n} + \frac{L}{n-1} = 64$$

$$\Rightarrow 2H \times (n-1) + L \times n \approx 0.64 \times n \times (n-1) \Rightarrow 0.64 \times n^2 - (0.64 + H + L) \times n + H = 0$$

$$\Rightarrow 0.64n^2 - 3.47n + 1.02 = 0$$
 qui a pour solution :

$n = 6$; $n-1 = 5$; $h = 17\text{cm}$; $g = 30\text{cm}$

$\text{tg}(\alpha) = \frac{H}{L} \Rightarrow \text{tg}(\alpha) = \frac{1.02}{1.50} \Rightarrow \alpha = 34.21^\circ$

$L = (L_0 / \cos\alpha) \Rightarrow L = 1.81\text{m}$

$$59 \leq g + 2h \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 66\text{cm} \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66\text{cm} \dots\dots\dots(\text{Vérfifié}).$$

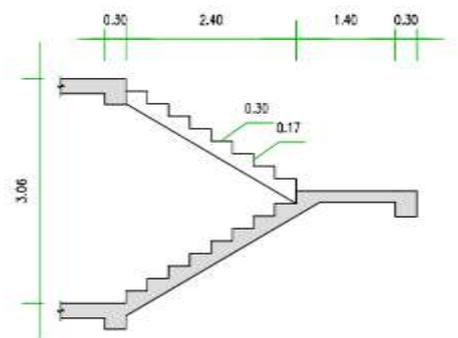


Figure II .18 :escalier type 4(étage courant)

4.2 .Evaluation des charges des escaliers :

Tableau II 30. Evaluation des charges du palier

	Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement carrelage	0.02	20	0,40
2	Mortier de pose	0.02	20	0,40
3	Lit de sable	0.02	18	0,36
4	paillasse	0.15	25	3.75
5	Enduit de ciment	0.02	10	0.2
Charge permanente totale				G = 5.11
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

Tableau II.31.Evaluation des charges de la volée type 1

	Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	paillasse	$0.175 / \cos \alpha$	25	5.26
3	Revêtement vertical	0.02	20	0.26
4	Mortier de pose	0.02	20	0.40
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
6	marches	0.175/2	22	1.92
7	Enduit en ciment	$2/\cos \alpha$	10	0.24
Charge permanente totale				G=8.84
Surcharge d'exploitation				Q=2.5

Tableau II.32. Evaluation des charges de la volée type 2

	Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	paillasse	$0.175 / \cos \alpha$	25	5.27
3	Revêtement vertical	0.02	20	0.26
4	Mortier de pose	0.02	20	0.40
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
6	marches	0.175/2	22	1.92
7	Enduit en ciment	$2/\cos \alpha$	10	0.24
Charge permanente totale				G=8.85
Surcharge d'exploitation				Q=2.5

Tableau II.33. Evaluation des charges de la volée rez de chaussée

	Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	paillasse	$0.18 / \cos \alpha$	25	5.42

3	Revêtement vertical	0.02	20	0.26
4	Mortier de pose	0.02	20	0.40
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
6	marches	0.18/2	22	1.98
7	Enduit en ciment	2/cos α	10	0.24
Charge permanente totale				G=9.06
Surcharge d'exploitation				Q=2.5

Tableau II.34. Evaluation des charges de la volée étage courant

	Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement horizontale	0.02	20	0.40
2	Paillasse	0.17 /cos α	25	5.14
3	Revêtement vertical	0.02	20	0.26
4	Mortier de pose	0.02	20	0.40
5	Lit de sable	0.02	18	0.36
6	Marches	0.17/2	22	1.87
7	Enduit en ciment	2/cos α	10	0.24
Charge permanente totale				G=8.72
Surcharge d'exploitation				Q=2.5

II.4.3. Etude des escaliers :

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

Le calcul des sollicitations se fait par la méthode RDM.

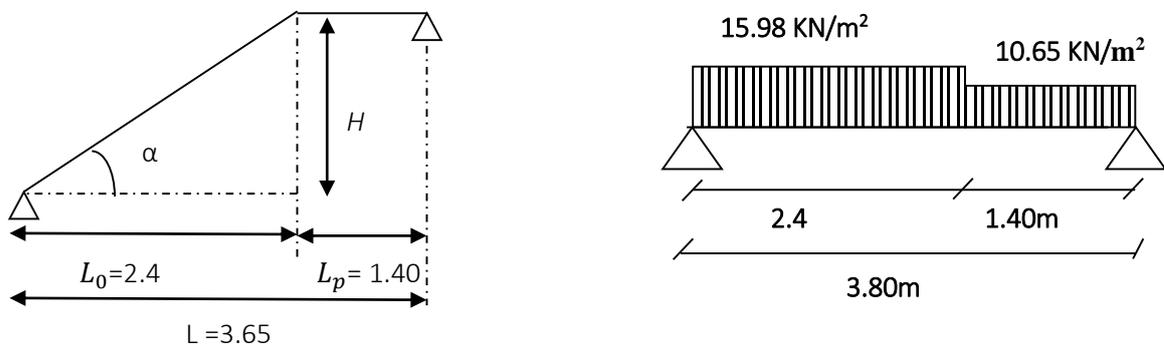


Figure III. 19 . Schéma statique de l'escalier

- Armateur de répartition :
 En travée : $A_r = 0.785$ donc en choisi 4HA8= $2.01\text{cm}^2/\text{ml}$
 En appui : $A_r = 0.502$ donc en choisi 4HA8= $2.01\text{cm}^2/\text{ml}$

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

Il faut que $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_U = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5\text{MPa} \right\} = 3.33\text{MPa}$.

$\tau_u = \frac{28.99 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.223 \leq \bar{\tau}_U = 3.33\text{MPa}$condition vérifiée

❖ **Vérification des contraintes sur béton :**

Le calcul résume dans le tableau suivant :

Tableau III.37. Vérification des contraintes sur béton

	M_{ser} KN.m	Y cm	I_{cm}^4	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	observation
Travée	16.13	3.7	7526	8.02	15	vérifie
appui	7.59	3.02	5018	4.56	15	vérifie

❖ **Vérification de la flèche**

Tableau III.38. Vérification de la flèche

M_j kn /m ²	M_g kn /m ²	M_p kn /m ²	f_{gi} Mm	f_{gv} mm	f_{ji} mm	f_{pi} mm	Δf	f_{adm}	observation
7.63	12.92	16.17	0.71	1.35	0.24	1.04	1.43	7.6	Vérifie

II.4.7.Schéma de ferrailage

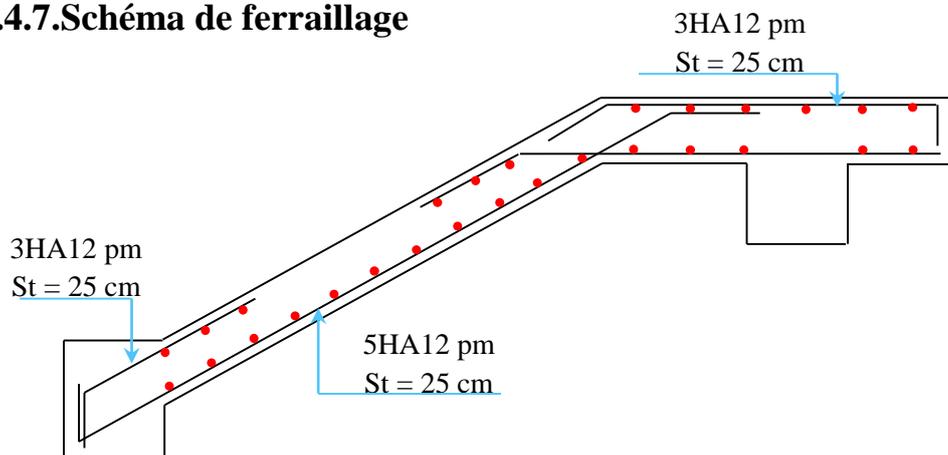


Figure III.20 .Schéma de ferrailage de l'escalier

➤ **Etude de la poutre palière :**

Dimensionnement : L'exigence de RPA 99 (art 7.5.1) :

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10} \dots\dots\dots \text{condition de la flèche}$$

$L_{\max} = 225\text{cm} \Rightarrow 15\text{cm} \leq h \leq 22.5\text{cm}$. On opte pour une section rectangulaire $b \times h$
 $(30 \times 20) \text{ cm}^2$

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \geq 20\text{cm} \dots\dots\dots \text{verifiée} \\ h = 20 \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \text{non vérifiée} \text{ (RPA99 version 2003 Art .7.5.1)} \\ \leq \frac{h}{b} \Rightarrow 0,25 \leq 0.66 \dots\dots\dots \text{verifiée} \end{array} \right.$$

Les conditions de RPA ne sont pas vérifiées ce qui exige qu'on augmente les dimensions de la poutre et puisque la poutre palière sera un appui pour l'escalier les charges qui lui seront transmises vont être très importante pour cela on va opter pour les dimensions suivantes :

$$(b \times h) = (30 \times 30) \text{ cm}^2$$

Calcul à la flexion simple :

1) Calcul des sollicitations :

La poutre est soumise aux charges suivantes :

- G_0 : Poids propre de la poutre, $G_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$
- G_1 : Poids du mur $G_1 = 2.83(3.23/2 - 0.3) = 3.48 \text{ KN/m}$
- La réaction de la volée à son niveau :

ELU : $R_a = 20.94 \text{ KN}$

ELS : $R_a = 10.47 \text{ KN}$

Tableau II.39. Les sollicitations de la poutre palière

ELU	ELS
$p_u = 1.35(G_0 + G_1) + R_B$ $p_u = 28.67 \text{ KN/ml}$	$p_s = (G_0 + G_1) + R_B$ $p_s = 16.2 \text{ KN/ml}$
$M_t = \frac{p_u \times l^2}{24} = \frac{28.67 \times 2.25^2}{24} = 6.05 \text{ KN.m}$	$M_t = \frac{p_s \times l^2}{24} = \frac{16.2 \times 2.25^2}{24} = 3.42 \text{ KN.m}$
$M_a = -\frac{p_u \times l^2}{12} = -12.09 \text{ KN.m}$	$M_a = -\frac{p_s \times l^2}{12} = -6.83 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 32.25 \text{ KN}$	

2) Ferrailage : b=0.3 ; h=0.3

Tableau II.40. Ferrailage de la poutre palière

	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} \text{ cm}^2/\text{m}$	$A_{min} \text{ cm}^2/\text{m}$
En travée	16.97	0.051	0.065	0.272	1.79	1.01
En appuis	7.98	0.024	0.030	0.276	0.831	1.01

➤ **Contrainte de cisaillement en flexion simple**

$$\tau_u = \frac{V^{max}}{b \times d} = \frac{32.25 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,28} = 0.384 \text{ MPa}$$

➤ **Armatures transversales**

On fixe $St = 15 \text{ cm}$ et on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0.4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,0031 \text{ cm}^2$$

$$A_{trans} = \max(0,45 \text{ cm}^2; 0,0031 \text{ cm}^2), \text{ donc on prend } A_{trans} = 0,45 \text{ cm}^2$$

Calcul d'armature à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée et le palier

C'est le moment d'appui à l'ELU :

$$M_{torsion}^{max} = \frac{M_a \times l}{2} = \frac{-12.09 \times 2.25}{2} = -27.20 \text{ KN.m}$$

Avec : M_a : Moment en appui (B) obtenu lors du calcul de la partie AB de l'escalier

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

$\phi = \min(b, h)$: Diamètre du cercle pouvant être inclus dans la section ($b \times h$).

$$e = \frac{h}{6} = 5 \text{ cm} \Rightarrow \Omega = (b - e) \times (h - e) = 625 \text{ cm}^2$$

$U = 2(b + h) = 120 \text{ cm}$: Périmètre de la section de la poutre palière.

➤ **Armatures longitudinales**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{13.60 \times 10^{-3} \times 1.2}{2 \times 0.0625 \times 348} = 3.75 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales**

on fixe $St = 15 \text{ cm} \Rightarrow A_l^{tor} = \frac{M_{tor} \times St}{2 \times \Omega \times f_{st}} = 0.469 \text{ cm}^2$

➤ **Contrainte de cisaillement**

$$\tau^{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \Omega e} = \frac{13.60 \times 10^{-3}}{2 \times 0,0625 \times 0,05} = 2.176 \text{ MPa}$$

On doit vérifier : $\tau_{total}^{tor} \leq \bar{\tau}$

Avec : $\tau_{total}^{tor} = \sqrt{\tau^{F.S} + \tau^{tor}^2} = \sqrt{0.384^2 + 2.176^2} = 2.21 \text{ Mpa}$

$F.P.N \Rightarrow \bar{\tau} = \min\left(\frac{0,2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa}$

Ce qui donne : $\tau_{total}^{tor} < \bar{\tau}$ pas de risque de rupture par cisaillement

➤ **Ferraillage globale**

En travée : $A_{st} = A_{trav}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.79 + \frac{1.79}{2} = 2.685 \text{ cm}^2$

Soit 3HA12 = 3.39cm²

En appui : $A_{sa} = A_{app}^{F.S} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 0.831 + \frac{1.01}{2} = 1.336 \text{ cm}^2$

Soit 3HA8=1.51

Armature transversales : $A_{trans} = A_{trans}^{F.S} + A_{tran}^{tor} = 0,45 + 0,563 = 1,013 \text{ cm}^2$

Soit 4Ø8 = 2,01 cm² (un cadre + un étrier).

➤ **Vérification à l'ELS**

✓ **Vérification des contraintes**

$q_s = g_0 + R_{as} = 12.72 \text{ KN/m}$

Moments : $M_{0s} = \frac{q_s l^2}{8} = 8.05 \text{ KN.m} \Rightarrow \begin{cases} M_{tu} = 0,85 M_0 = \text{KN.m} \\ M_{au} = - 0,5 M_0 = - 14,83 \text{ KN.m} \end{cases}$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau II.41. Vérification des contraintes à l'ELS

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	9.86	6.7	16682	3.88	15	Vérifiée
En appui	4.64	6.56	16682	1.83	15	Vérifiée

✓ Vérification de la flèche

La flèche est à vérifier si les conditions suivantes ne sont pas observées :

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h = 30 \text{ cm} > 19.125 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 8,01 \text{ cm}^2 < 8,82 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

3) $L = 2.25 \text{ m} < 8 \text{ m} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Schéma de ferrailage

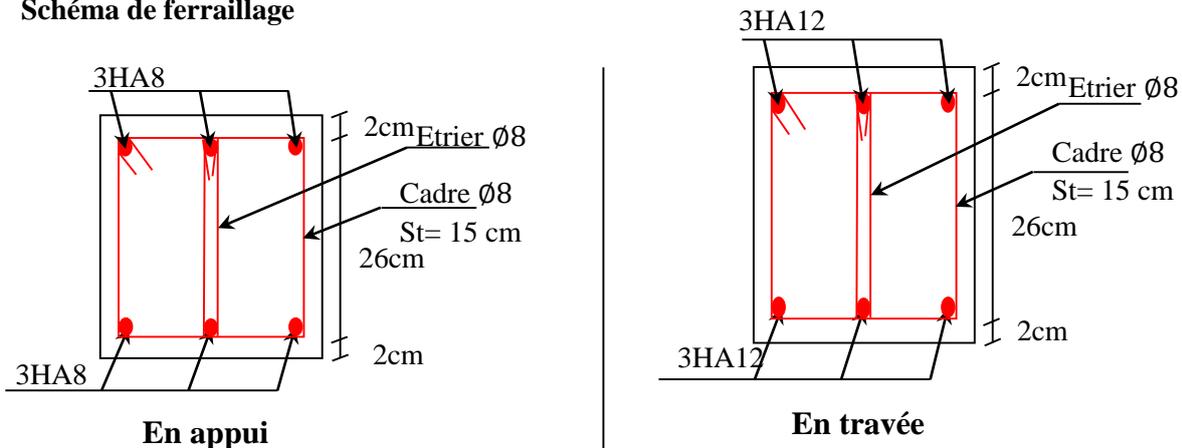


Figure.II.21. Schéma de ferrailage de la poutre palière

II.5 .Murs extérieurs (doubles parois en brique creuses)

Tableau II.42.Évaluation des charges dans les murs extérieurs

	Désignation des éléments	épaisseur(m)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit intérieur ciment	0.015	18	0.27
2	Briques creuses	0.15	8.66	1.3
3	Briques creuses	0.10	09	0.9
4	Enduit extérieur ciment	0.02	18	0.36
Charge permanente totale				G=2.83

II.6. Les poutres de chaînage :

II.6.1. Pré-dimensionnement :

$$h \geq \max\left(\frac{2}{3} \times 20 \text{ cm} ; 15 \text{ cm}\right) \Rightarrow h \geq 15 \text{ cm}$$

❖ **Condition de la flèche**

$$L/15 \leq h \leq L/10 \Leftrightarrow 26.33 \text{ cm} \leq h \leq 39.5 \text{ cm}$$

❖ **Exigences du RPA 99/2003**

$$\begin{cases} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b < 4 \end{cases}$$

On opte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (25 \times 30) \text{ cm}^2$

De la même manière qu'on a calculé le type 1 on a refait les calculs pour le type 2 on a opté une poutre carrée sous les dimensions suivantes : (25×25)

Type 1

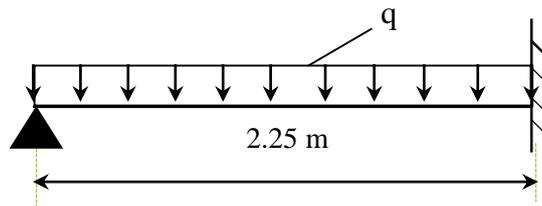


Figure II.22 .Schéma statique de la poutre de chaînage type 1

II.6.2. Etude de poutre de chaînage

➤ Calcul des sollicitations

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

❖ **Poids propre :** $G_p = 25 \times 0.25 \times 0,30 = 1.875 \text{ KN/ml}$

❖ **Poids du plancher à corps creux :** $q_{cc} = P_{\text{plancher}}(l_g/2 + l_d/2)$

Avec : $l_g = 1.15$; $l_d = 2.25 \text{ m}$; $G = 6.41 \text{ KN/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

❖ **Charge d'exploitation sur la poutre :** $Q_0 = Q \times b = 1 \text{ KN/m}$

Donc, la charge totale qui revient sur la poutre de chaînage est :

$$\begin{cases} \text{ELU: } q_u = (1,35G + 1,5Q) \times \frac{l_d}{2} + 1,35 G_p + 1,5Q_0 = 22.20 \text{ KN/m} \\ \text{ELS: } q_s = (G + Q) \times \frac{l_d}{2} + G_p + Q_0 = 15.71 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$\begin{aligned}
 \text{Moments isostatiques} & \begin{cases} ELU: M_{0u} = q_u \times \frac{l^2}{8} = 37.99 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{0s} = q_s \times \frac{l^2}{8} = 26.88 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 \text{Moments en travée} & \begin{cases} ELU: M_{tu} = 0,85 M_{0u} = 32.29 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0,85 M_{0s} = 22,93 \text{ KN.m} \end{cases} \\
 \text{Moment en appui : } M_a = -0,5 M_0 & \begin{cases} ELU: M_{au} = -18.99 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{as} = -13.44 \text{ KN.m} \end{cases}
 \end{aligned}$$

➤ Ferrailage à l'ELU

Tableau II.43. Moments et ferrailages correspondant

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	26.88	0.116	0.154	0.262	3.54	0.84	4HA12=4.52
Appui	18.99	0.06	0.08	0.27	2.02	0.84	3HA10=2.36

➤ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 41.07 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.587 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Armatures transversales

On fixe St = 15 cm puis on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau II .44. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	32,03	10,44	4041.98	$8.27 \leq 15$
En appui	13.44	12.69	5958.27	$2.89 \leq 15$

➤ **Vérification de la flèche**

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=30 \text{ cm} < 31.08 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 3.54 \text{ cm}^2 < 7.08 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3) $L = 3.7 \text{ m} < 8 \text{ m}$

Les conditions sont observées, donc on ne doit pas vérifier la flèche à l'ELS

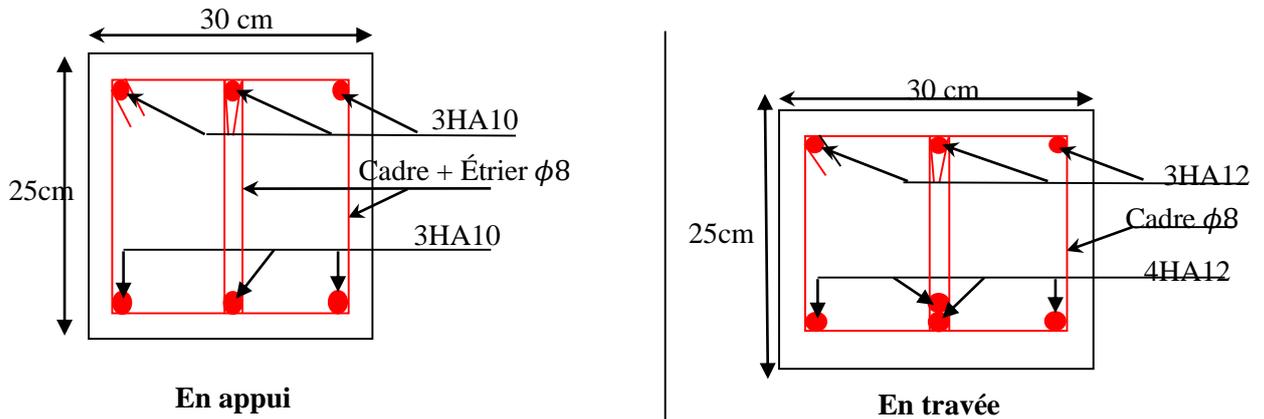


Figure II.23. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type 1

Type 2

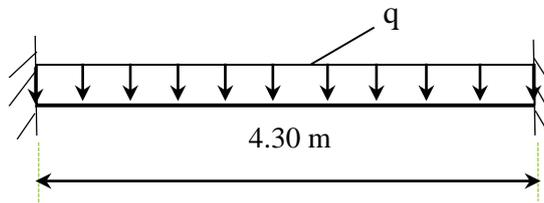


Figure II.24. Schéma statique de la poutre de chaînage type 2

➤ **Calcul des sollicitations**

La poutre de chaînage qu'on va étudier est soumise aux chargements suivants :

- ❖ **Poids propre :** $G_p = 25 \times 0.25 \times 0.25 = 1.5625 \text{ KN/ml}$
- ❖ **Poids du mur :** $G_1 = 2.83(3.23 - 0.25) = 8.43 \text{ KN/m}$

Tableau.II.45. Les sollicitations de la poutre chaînage

ELU	ELS
$p_u = 1.35(G_0 + G_1)$ $p_u = 13.49 \text{ KN/ml}$	$p_s = (G_0 + G_1)$ $p_s = 9.99 \text{ KN/ml}$
$M_u = \frac{p_u \times l^2}{12} = \frac{13.49 \times 4.3^2}{12} = 20.78 \text{ KN.m}$	$M_t = \frac{p_s \times l^2}{12} = \frac{9.99 \times 4.3^2}{12} = 15.39 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{p_u \times l}{2} = 29.00 \text{ KN}$	

Correction des moments

Moment en travée: $\begin{cases} ELU: M_{tu} = 0,85 M_u = 17.66 \text{ KN.m} \\ ELS: M_{ts} = 0,85 M_s = 13.08 \text{ KN.m} \end{cases}$

Moment en appui : $M_a = -0,5 M_0 \begin{cases} ELU: M_u = -10.39 \text{ KN.m} \\ ELS: M_s = -7.69 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ Ferrailage à l'ELU

Tableau II.46. Moments et ferrailages correspondant

Position	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A^{cal} (cm ²)	A^{min} (cm ²)	A^{adop} (cm ²)
Travée	17.66	0.094	0.123	0.218	5.51	0.69	4HA14=6.16
Appui	10.39	0.05	0.071	0.223	3.17	0.69	3HA12=3.39

➤ Vérification de l'effort tranchant CBA93 (Art A.5.1.1)

$$V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 29.00 \text{ KN} \Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0.527 \text{ MPa}$$

$$\text{F.P.N} \Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,2f_{c28}/\gamma_b ; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau} \Rightarrow$ vérifiée, donc pas de risque de rupture par cisaillement.

➤ Armatures transversales

On fixe St = 15 cm puis on calcul A_{trans}

$$a) A_{trans} \geq \frac{0,4 \times b \times St}{f_e} \Rightarrow A_{trans} \geq 0,45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{trans} \geq \frac{b \times St(\tau_u - 0.3f_{t28})}{0,9 f_e} < 0$$

Soit un cadre $\phi 8$ + un étrier $\phi 8 \rightarrow A_t = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ Vérifications à l'ELS

On doit vérifier la contrainte de compression dans le béton, ainsi que la flèche au niveau de la section dangereuse (à mi- portée).

Les résultats obtenus sont résumés dans les deux tableaux qui suivent :

Tableau II.47. Vérification des contraintes

Position	M_{ser} (KN.m ²)	Y (cm)	I (cm ²)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
En travée	13.08	9.76	23524.4	$5.42 \leq 15$
En appui	7.69	9.76	23524.4	$3.19 \leq 15$

➤ **Vérification de la flèche**

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10 M_0}\right) \times l \Leftrightarrow h=30 \text{ cm} < 36.54\text{cm} \dots \dots \dots \text{non vérifiée}$

2) $A \leq \frac{4,2 \cdot b \cdot d}{f_e} \Leftrightarrow 5.51 \text{ cm}^2 < 5.77 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$

3) $L = 4.3 \text{ m} < 8\text{m}$

Les conditions sont observées, donc on ne doit pas vérifier la flèche à l'ELS

➤ **Schémas de ferrailage**

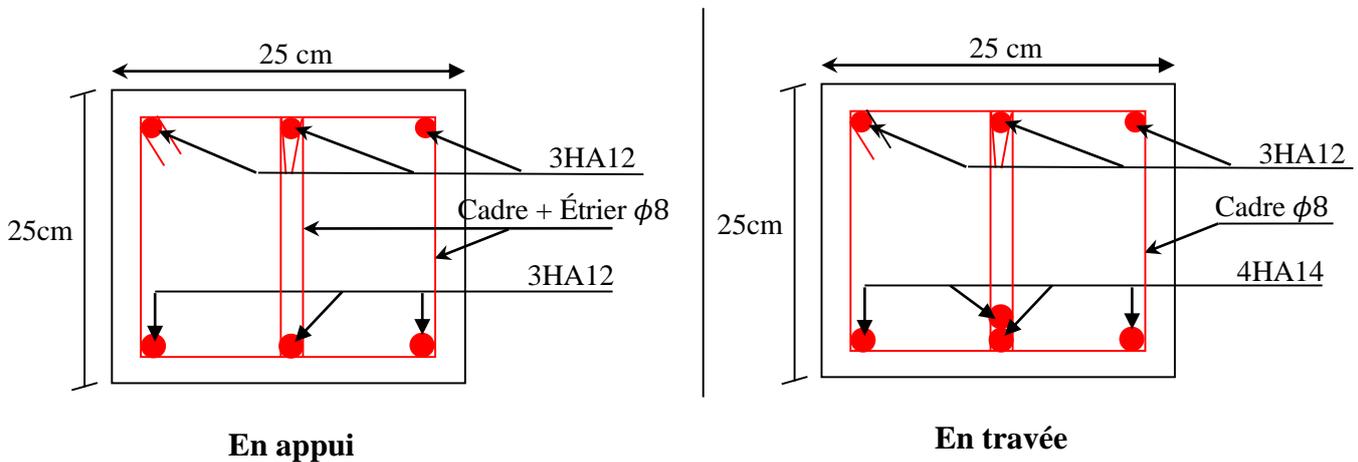


Figure II.25. Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage type2

II.7. Pré dimensionnement des éléments structuraux

II.7.1. Pré dimensionnement des poutres :

➤ **Les poutres principales :**

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est : $\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10}$

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

$$L_{max} = 370cm \Rightarrow 24,66cm \leq h \leq 37cm$$

On opte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35)cm^2$

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots \textit{verifiée} \\ h = 35 \geq 30cm \dots\dots\dots \textit{verifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \Rightarrow 0,25 \leq 1,16 \dots\dots\dots \textit{verifiée} \end{cases} \text{ (RPA99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

➤ **Les poutres secondaires**

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

$$L_{max} = 395cm \Rightarrow 26,33cm \leq h \leq 39,50cm$$

On opte pour une section rectangulaire $(b \times h) = (30 \times 35)cm^2$

$$\begin{cases} b = 30 \geq 20cm \dots\dots\dots \textit{verifiée} \\ h = 35 \geq 30cm \dots\dots\dots \textit{verifiée} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \Rightarrow 0,25 \leq 1,16 \dots\dots\dots \textit{verifiée} \end{cases} \text{ (RPA99 version 2003 Art .7.5.1)}$$

II.7.2. Pré dimensionnement des voiles :

$$e \geq \max\left[\frac{h_e}{22}; 15cm\right] \quad \text{RPA99 (Article 7.7.1)}$$

h_e : C'est la hauteur libre d'étage

Pour les entre sol : $h_e = 2,80cm \Rightarrow e \geq 15cm$

Pour le rez de chaussée : $h_e = 3,23cm \Rightarrow e \geq 14,68cm$

Pour les autres étages : $h_e = 3,06cm \Rightarrow e \geq 15cm$ on opte $e = 15cm$

II.7.3: Pré-dimensionnement des poteaux :

● **Stabilité de forme (flambement)**

$$\left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right] \quad \text{CBA 93(Article B.8.4.1)}$$

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \rightarrow 0 < \lambda \leq 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \rightarrow 50 < \lambda \leq 70. \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}} ; I = \frac{b \times h^3}{12} ; B_r = (h - d) - (b - d)$$

B_r : Section réduite du béton

A_s : Section des armatures.

γ_b : coefficient de sécurité de béton.

γ_s : coefficient de sécurité des aciers

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement.

l_f : Longueur de flambement.

l_0 : Longueur du poteau.

i : Rayon de giration

I : Moment d'inertie

N_u : l'effort normal de compression à ELU

N_u : l'effort normal de compression à ELU

- **Résistance à la compression :** $\frac{N_u}{B} \leq 0.6 \times f_{c28}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \min(b, h) \geq 25cm \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0.25 < \frac{b}{h} < 4. \end{array} \right. \quad \text{RPA99 (Art 7.4.1)}$$

Les sections des poteaux préalablement adopté sont :

Tableau II.48. Section des poteaux préalable.

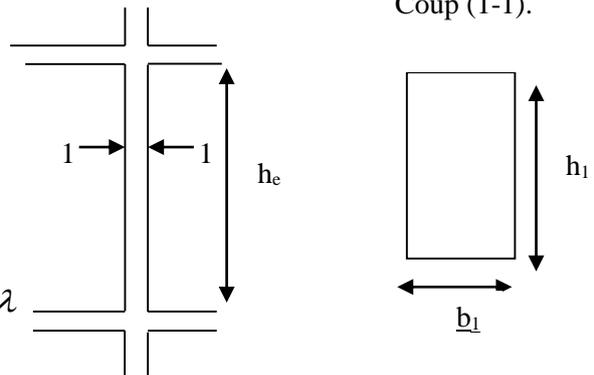


Figure II .26. Coupe transversale d'un poteau

Etages	Entre sol 1,2 et 3	RDC	,1 ^{er} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème}	5 ^{et} 6 ^{ème}	7,8 ^{ème}
Section (b × h) cm ²	55×55	50×50	45 × 45	40×40	35 × 35	30×30

❖ **Descente de charges :**

La descente des charges permet l'évaluation de la plupart 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.
- La part de cloison répartie qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère...)

La descente de charge se fera pour le poteau (D2) le plus sollicité

1. Poteau (centré) :

Calcul des surfaces afférentes $S1=3.555 \text{ m}^2$

$S1=3.555 \text{ m}^2$, $S2=3.654 \text{ m}^2$, $S3=3.469 \text{ m}^2$, $S4=3.375 \text{ m}^2$

Pour les charges permanents:

$$S_{\text{etage}} = S1 + S2 + S3 = 10.68 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{volee}} = 3.375 \text{ m}$$

$$S_{\text{Ttrasse}} = S1 + S2 + S3 + S4 = 14.053 \text{ m}^2$$

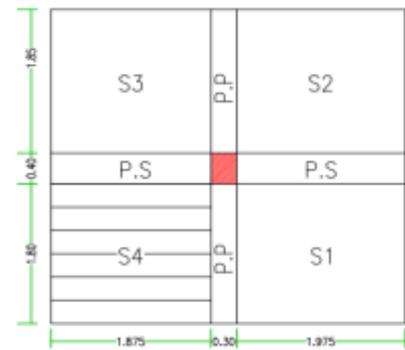


Figure II.27 La surface affectée au poteau D2

Calcul de poids propre :

Pour plancher terrasse : $G = 6.64 \text{ KN/m}^2 \Rightarrow P = G \times S \Rightarrow P = 93.87 \text{ KN}$

Pour plancher corps creux : $G = 5.16 \text{ KN/m}^2 ; P = 55.11 \text{ KN}$

Pour la volée :

- Entre sol : $G = 8.85 \text{ KN/m}^2 ; P = 29.87 \text{ KN}$
- RDC : $G = 9.06 \text{ KN/m}^2 ; P = 30.58 \text{ KN}$
- Etage courant : $G = 8.72 \text{ KN/m}^2 ; P = 29.43 \text{ KN}$

Le poids total de plancher entre sol : $P = 84.98 \text{ KN}$

Le poids total de plancher rez de chaussée : $P = 85.96 \text{ KN}$

Le poids total de plancher étage courant : $P = 84.54 \text{ KN}$

- Pour les charges d'exploitations

$$S_{\text{etage}} = 13.31 \text{ m}^2 \quad S_{\text{Ttrasse}} = 16.68 \text{ m}^2$$

Calcul de poids propre :

Pour plancher terrasse : $Q = 1KN/m^2 \Rightarrow P = Q \times S \Rightarrow P = 16.68KN$

Pour plancher d'étage entre sol : $Q = 2.5Kn/m^2 ; P = 33.27KN$

Pour plancher d'étage rez de chaussée : $Q = 5Kn/m^2 ; P = 66.55KN$

Pour plancher d'étage courant : $Q = 1.5Kn/m^2 ; P = 19.96KN$

Pour la volée : $Q = 2.5Kn/m^2 ; P = 8.44 KN$

Le poids total de plancher entre sol : $P = 41.71 KN$

Le poids total de plancher rez de chaussée : $P = 74.99KN$

Le poids total de plancher étage courant : $P = 28.4 KN$

Pour les poteaux : $P = S \times 25 \times he$

Tableau II.49. Évaluation des poids propre des poteaux

étages	Etre sol 1,2, 3	RDC	1 ^{ère} 2 ^{ème} étage	3 et 4 ^{ème}	5 ^{et} 6 ^{ème}	7,8 ^{ème}
S (cm ²)	0.3025	0.25	0.2025	0.16	0.1225	0.09
P(KN)	21.175	20.19	15.49	12.24	9.37	6.89

• Poids des poutres

Poutres principales(PP) : $PP = 25 \times (0.3 \times 0.35) \times 3.65 \Rightarrow PP = 9.58 KN$

Poutres secondaires (PS): $PS = 25 \times (0.3 \times 0.35) \times 3.85 \Rightarrow PS = 10.11KN$

➤ La loi de dégression des charges d'exploitation :

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

Q_1, Q_2, \dots, Q_n la charge d'exploitation respective des planchers des étages 1,2,.....n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

- Sous la terrasse..... Q_0 .
- Sous le dernier étage $Q_0 + Q_1$.
- Sous l'étage immédiatement inferieur : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$.
- Sous l'étage immédiatement inferieur : $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

-Pour $n \geq 5$:..... $Q_0 + \frac{3+n}{2 \times n} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + \dots + Q_n)$.

❖ **La loi de dégression :**

La loi de dégression ne s'applique pas pour les planchers

a usage commercial, les charges vont se sommer avec leurs valeurs

Réelles (sans coefficients).

Loi de dégression de charge d'exploitation

$N1 : Q_0 = 16.68KN$

$N2 : Q_0 + Q_1 = 45.08KN$

$N3 : Q_0 + 0.95 \times (Q_1 + Q_2) = 70.64KN$

$N4 : Q_0 + 0.90 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3) = 93.36KN$

$N5 : Q_0 + 0.85 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 113.24KN$

$N6 : Q_0 + 0.80 \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 130.28KN$

$N7 : Q_0 + \frac{3+6}{2 \times 6} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 144.48KN$

$N8 : Q_0 + \frac{3+7}{2 \times 7} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 157.83KN$

$N9 : Q_0 + \frac{3+8}{2 \times 8} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) + Q_8 = 228.34KN$

$N10 : Q_0 + \frac{3+9}{2 \times 9} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) + Q_8 + Q_9 = 265.78KN$

$N11 : Q_0 + \frac{3+10}{2 \times 10} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) + Q_8 + Q_9 + Q_{10} = 304.31KN$

$N12 : Q_0 + \frac{3+11}{2 \times 11} \times (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) + Q_8 + Q_9 + Q_{10} + Q_{11} = 343.24KN$

• **Décence de charge poteau**

Tableau II .50. Descente de charge du poteau D2

Niveau	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher terrasse	93.87	
	PP (30×35) cm ²	9.58	
	PS (30×35) cm ²	10.11	
	Poteau (30×30) cm ²	6.89	
	Total	120.45	16.68

N2	Venant de N1	120.45	
	Plancher d'étage +la volée	84.54	
	PP (30×35) cm ²	9.58	
	PS (30×35) cm ²	10.11	
	Poteau (30×30) cm ²	6.89	
	Total	231.57	45.08
N3	Venant de N2	231.57	
	Plancher d'étage+ la volée	84.54	
	PP (30×35) cm ²	9.58	
	PS (30×35) cm ²	10.11	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	Total	345.17	70.64
N4	Venant de N3	345.17	
	Plancher d'étage la volée	84.54	
	PP (30×35) cm ²	9.58	
	PS (30×35) cm ²	10.11	
	Poteau (35×35) cm ²	9.37	
	Total	458.77	93.36
N5	Venant de N4	458.77	
	Plancher d'étage +la volée	84.54	
	PP (30×35) cm ²	9.58	
	PS (30×35) cm ²	10.11	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	Total	575.24	113.24
N6	Venant de N5	575.24	
	Plancher d'étage +la volée	84.54	
	PP (30×35) cm ²	9.58	
	PS (30×35) cm ²	10.11	
	Poteau (40×40) cm ²	12.24	
	Total	691.67	130.28
N7	Venant de N6	691.67	
	Plancher d'étage +la volée	84.54	
	PP (30×35) cm ²	9.58	
	PS (30×35) cm ²	10.11	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	Total	811.39	144.48
N8	Venant de N7	811.39	
	Plancher d'étage +la volée	84.54	
	PP (30×40) cm ²	9.58	
	PS (30×30) cm ²	10.11	
	Poteau (45×45) cm ²	15.49	
	Total	931.11	157.83
N9	Venant de N8	931.11	
	Plancher d'étage +la volée	85.98	
	PP (30×35) cm ²	9.58	
	PS (30×35) cm ²	10.11	

	Poteau (50×50) cm ²	20.19	
	Total	1059.96	228.34
N10	Venant de N9	1059.96	
	Plancher d'étage +la volée	84.94	
	PP (30×35) cm ²	9.58	
	PS (30×35) cm ²	10.11	
	Poteau (55×55) cm ²	21.175	
	Total	1182.77	265.78
N11	Venant de N10	1182.77	
	Plancher d'étage la volée	84.94	
	PP (30×35) cm ²	9.58	
	PS (30×35) cm ²	10.11	
	Poteau (55×55) cm ²	21.175	
	Total	1308.57	304.31
N12	Venant de N10	1308.57	
	Plancher d'étage la volée	84.94	
	PP (30×35) cm ²	9.58	
	PS (30×35) cm ²	10.11	
	Poteau (55×55) cm ²	21.175	
	Total	1434.37	343.24

• **L'effort normal ultime :**

$$Nu = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1434.37 + 1.5 \times 343.24 = 2451.26KN$$

Afin de prendre en considération la continuité des portiques, le **CBA (Art B.8.1.1)** nous exige de majorer l'effort Nu comme suit :

- 10% poteau interne voisin de rive dans le cas d'un bâtiment comportant au moins 3 travées.
- 15%poteaux centraux dans le cas d'un bâtiment à 2 travées

Dans notre cas ont majoré de 15%.

$$Nu^* = 1.15 \times Nu = 2818.95KN$$

• **Compression simple :**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u^*}{S} < \sigma_{bu} = 14.2MPa$$

$$\sigma_{bu} = \frac{0.85f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2$$

$$S = \frac{N_u^*}{\sigma_{bu}} = \frac{2840 \times 10^{-3}}{14.2}$$

$$S = 0.20 \text{ m}^2$$

Donc on a :

$$S = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 > 0.20 \text{ m}^2 \dots \text{Condition vérifiée}$$

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

Tableau II .51. Vérification des poteaux à la compression

Niveaux	N_u^* (KN)	Sections (m ²)	$B \text{ adopté} \geq B \text{ calculé (m}^2\text{)}$	Observation
Entre sol 3	2840	0.55×0.55	0.3025 > 0.20	Vérifiée
Entre sol 2	2556	0.55×0.55	0.3025 > 0.18	Vérifiée
Entre sol 1	2272	0.55×0.55	0.3025 > 0.16	Vérifiée
RDC	1988	0.50×0.50	0.2500 > 0.14	Vérifiée
Etage 1	1704	0.45×0.45	0.16 > 0.12	Vérifiée
Etage 2	1562	0.45×0.45	0.16 > 0.11	Vérifiée
Etage 3	1278	0.40×0.40	0.14 > 0.09	Vérifiée
Etage 4	1136	0.40×0.40	0.14 > 0.08	Vérifiée
Etage 5	852	0.35×0.35	0.1225 > 0.06	Vérifiée
Etage 6	710	0,35×0,35	0.1225 > 0,05	Vérifiée
Etage 7	426	0,30×0,30	0.09 > 0,03	Vérifiée
Etage 8	284	0,30×0,30	0.09 > 0,02	Vérifiée

- **Vérification au flambement :**

Les poteaux doivent être vérifiés aux états limites de déformation (flambement).

- **Vérification :**

$$I = \frac{b * h^3}{12} = \frac{0.55 \times 0.55^3}{12} = 7.62 \times 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$B = b * h = 0.55 \times 0.55 = 0.3025 \text{ m}^2$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{7.62 \times 10^{-3}}{0.3025}} = 0.159 \text{ m}$$

$$l_f = 0.7l_0 = 1.96$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{1.96}{0.159} = 12.33$$

$$\Rightarrow \lambda = 12.33$$

Donc :

$$0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.58}{35} \right)^2}$$

$$\alpha = 0.829$$

$$B_r \geq \frac{N_u^*}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{A_s \times \gamma_s} \right)} = \frac{2840}{0.829 \left(\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right)} = 0.15m^2$$

$$or : B_r = (0.55 - 0.02)(0.55 - 0.02) = 0.2809m^2$$

$$B_r = 0.2809m^2 > 0.14m^2$$

➔ Condition vérifiée, donc il n'y a pas de risque de flambement.

Condition du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \min(b, h) \geq 25 & \text{Condition vérifiée.} \\ \min(b, h) \geq \frac{h_e}{20} & \text{Condition vérifiée.} \\ \frac{1}{4} \leq \frac{b}{h} \leq 4 & \text{Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

- **Les vérifications des poteaux au flambement :**

TaleauII.52: Vérification des poteaux au flambement

Niveaux	L ₀	l _f	λ	α	N _u *(KN)	Br ≥ Br cal (m ²)	Observation
Entre sol3	2.8	1.96	12.33	0.829	2840	0.2809 > 0.15	vérifiée
Entre sol2	2.8	1.96	12.33	0.829	2556	0.2809 > 0.14	vérifiée
Entre sol1	2.8	1.96	12.33	0.829	2272	0.2809 > 0.12	vérifiée
RDC	3,23	2,261	15.70	0.817	1988	0.2304 > 0.11	vérifiée
Etage 1	3.06	2.142	16.48	0.814	1704	0.1849 > 0.09	vérifiée
Etage 2	3.06	2.142	16.48	0.814	1562	0.1849 > 0.09	vérifiée
Etage 3	3.06	2.142	18.62	0,804	1278	0.1444 > 0,07	vérifiée
Etage 4	3.06	2.142	18.62	0,804	1136	0.1441 > 0,06	vérifiée

Etage 5	3.06	2.142	21.21	0,792	852	0,1089 > 0,05	vérifiée
Etage 6	3.06	2.142	21.21	0.792	710	0,1089 > 0,04	vérifiée
Etage 7	3.06	2.142	24.62	0.745	426	0.0784 > 0,03	vérifiée
Etage 8	3.06	2.142	24.62	0.745	284	0,0924 > 0,02	vérifiée

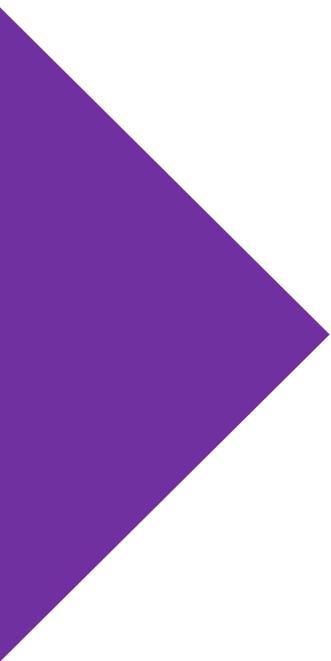
• **Vérification aux exigences de l’RPA :**

Tableau II.53.Résultat de vérification aux exigences de l’RPA

Poteau	Les entre sols	Rez de chaussée	1^{er} et 2^{ème} Etage	3 et 4^{ème} étage	5^{ème} et 6^{ème}étage	7 et 8^{ème} étage
$\min(b \times h) \geq 25\text{cm}$	55	50	45	40	35	30
$\min(b, h) \geq \frac{h_e}{20}$	14	16.15	15.30	15.30	15.30	15.30
$0.25 < \frac{b}{h} < 4.$	1	1	1	1	1	1
	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier	vérifier

II.8.Conclusion :

Après que nous avons fini le pré dimensionnement des éléments secondaires et que nous avons fait toutes les vérifications nécessaires et leur étude, pour les Plancher a corps creux on a estimé une hauteur de (16+4) et pour les dalles pleines une épaisseur de $e = 14\text{cm}$ pour tous les niveaux. On a plusieurs types des poutres pour les poutres principales et les poutres secondaires $(30 \times 35)\text{ cm}^2$, pour les poutres palières $(30 \times 30)\text{ cm}^2$, et on a deux types de poutre de chaînage $(25 \times 30)\text{ cm}^2$, $(25 \times 25)\text{ cm}^2$, Pour les escaliers on a 4 types le premier c’est celui du rentré qui permet de monter aux entres sols, le deuxième c’est celui des trois entre sol, le troisième c’est celui de rez de chaussé et le quatrième c’est celui des autres étages leurs épaisseurs est de 15 cm pour tous les paliers et les volées ,Finalement après les résultats de la décente de charge et toute les vérifications nécessaires on est arrivé au dimension préalable des poteaux poteaux entre sols : $(55 \times 55)\text{ cm}^2$ Poteaux de RDC : $(50 \times 50)\text{ cm}^2$ Poteaux de 1^{er} et 2^{ème} étage : $(45 \times 45)\text{ cm}^2$ Poteaux de 3^{ème} et 4^{ème} étage : $(40 \times 40)\text{ cm}^2$ Poteaux de 5^{ème} et 6^{ème} étage : $(35 \times 35)\text{ cm}^2$ Poteaux de 7^{ème} et 8^{ème} étage : $(30 \times 30)\text{ cm}^2$



CHAPITRE III

Etude dynamique

III. Introduction :

Ce chapitre est une étude du comportement de la structure sous les charges dynamiques qui, contrairement aux charges statiques, varient dans le temps. Ces charges dynamiques causent des déplacements qui dépendent du temps. On pourrait donc conclure que l'analyse dynamique d'une structure, nécessite un modèle qui reflète le fonctionnement de l'ouvrage sous ces charges.

En effet, la modélisation a pour objet d'élaborer un modèle capable de décrire, de manière plus ou moins approchée, le fonctionnement de l'ouvrage sous différentes conditions.

III.1. Méthodes utilisables :

Selon le **RPA99/2003** le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- ✓ Méthode statique équivalente
- ✓ Méthode modale spectrale
- ✓ Méthode dynamique par accélérogramme

III.2. Choix de la méthode de calcul :

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

III.2.1. Méthode statique équivalente :

Dans cette méthode, l'effet dynamique de la force sismique est remplacé par un effet statique qui produit la même réponse (déplacement maximal) que la force dynamique réelle.

L'utilisation de cette méthode exige la vérification de certaines conditions définies par le RPA 99 (régularité en plan, régularité en élévation, etc.) **(RPA99 Art 4.2.1).**

L'effort sismique appliqué à la base doit être calculé selon les deux directions X et Y par la formule suivante :

$$V_s = \frac{A \cdot D \cdot Q \cdot W}{R} \quad \text{(RPA99 Art 4.2.3).}$$

Tel que :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- D : facteur d'amplification dynamique moyen.
- W : poids total de la structure.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- Q : facteur de qualité.

Les paramètres cités auparavant dépendent des caractéristiques de la structure

III.2.2. Méthode dynamique qui regroupe :

- La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas prise ;
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

Dans notre cas, la hauteur de notre structure (zone II a, groupe d'usage 2) est supérieure à 23 m, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99 Art 4.1.2).

III.3. Présentation de la méthode modale spectrale :

La méthode modale spectrale est la méthode la plus utilisée pour l'analyse sismique des structures, par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

III.3.1. Calcul de la force sismique V statique :

La force sismique totale V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} W \quad (\text{RPA99/2003 Art (4.2.3)})$$

Détermination des paramètres cités au-dessus selon notre structure :

- ✓ Coefficient d'accélération de la zone :

$$\begin{cases} \text{Groupe d'usage 2} \\ \text{Zone II}_a \end{cases} \Rightarrow A = 0.15$$

- ✓ Coefficient de comportement global de la structure :

Dans notre cas, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques/voiles avec justification de l'interaction $\Rightarrow R = 5$.

- ✓ Facteur d'amplification dynamique moyen :

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

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (T_2/T)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta (T_2/3.0)^{2/3} (3.0/T)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.2)}$$

Facteur de correction d'amortissement η donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad \text{RPA99/2003 (Formule 4.3)}$$

Avec :

ξ est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et d'importance des remplissages.

Pour notre cas, on a un remplissage dense et un système mixte : $\xi = 7\%$

D'où $\eta = 0.881$

On a un site MEUBLE $S_3 \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.5 \text{ s} \end{cases}$ RPA99/2003 (Tableau 4.7)

Avec :

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associé à la catégorie de site.

III.3.2. Calcul de la période fondamentale de la structure :

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

$$\Rightarrow \begin{cases} T = C_T H^{3/4} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 6)} \\ T = 0.09 H / \sqrt{L} & \text{RPA99/2003 (Formule 4 - 7)} \end{cases}$$

Tel que :

$C_T = 0.05$: coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé. RPA99/2003 (Tableau IV.6)

$H = 37.13 \text{ m}$: hauteur total du bâtiment.

L = dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$\begin{cases} L_x = 19.95 \text{ m} \\ L_y = 8.70 \text{ m} \end{cases}$$

On aura : $\begin{cases} T_x = \min (0.75; 0.74) = 0.74 \text{ s} \\ T_y = \min (0.75; 1.14) = 0.75 \text{ s} \end{cases}$

Ce qui donne pour les deux sens :

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \Rightarrow \begin{cases} D_x = 1.69 \\ D_y = 1.68 \end{cases}$$

✓ Facteur de qualité :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q \text{ RPA99/2003 (Formule (4-4))}$$

Avec :

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont données dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Valeurs des pénalités.

N°	Critère (q)	Observée	P _{q/xx}	Observée	P _{q/yy}
1	Conditions minimales sur les files de contreventement	Non	0.05	Non	0.05
2	Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3	Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
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 : $\begin{cases} Q_x = 1.10 \\ Q_y = 1.10 \end{cases}$

✓ Poids total de la structure :

W est égal à la somme des poids W_i, calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{RPA99/2003 (Formule (4 - 5))}$$

Avec :

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, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, est donné par le tableau du (RPA tableau 4.5)

Dans notre cas : β = 0.2 (HABITATION ET SERVICE) et β = 0.6(COMMERCE)

Dans notre cas, on a : **W = 25452.2129KN**

La force sismique statique à la base de la structure est :

$$\begin{cases} V_x^{st} = 1135.74KN \\ V_y^{st} = 1128.85KN \end{cases}$$

❖ **Spectre de réponse de calcul (RPA99/2003 art 4.3.3) :**

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99/2003(4.13)}$$

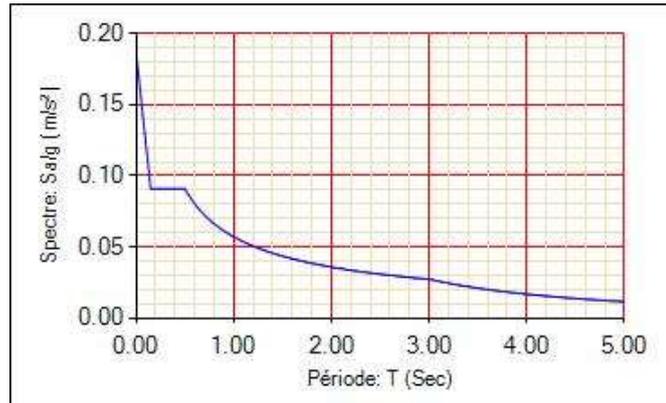


Figure III.1. Spectre de réponse sens X-X.et Y-Y.

❖ Disposition des voiles de contreventement :

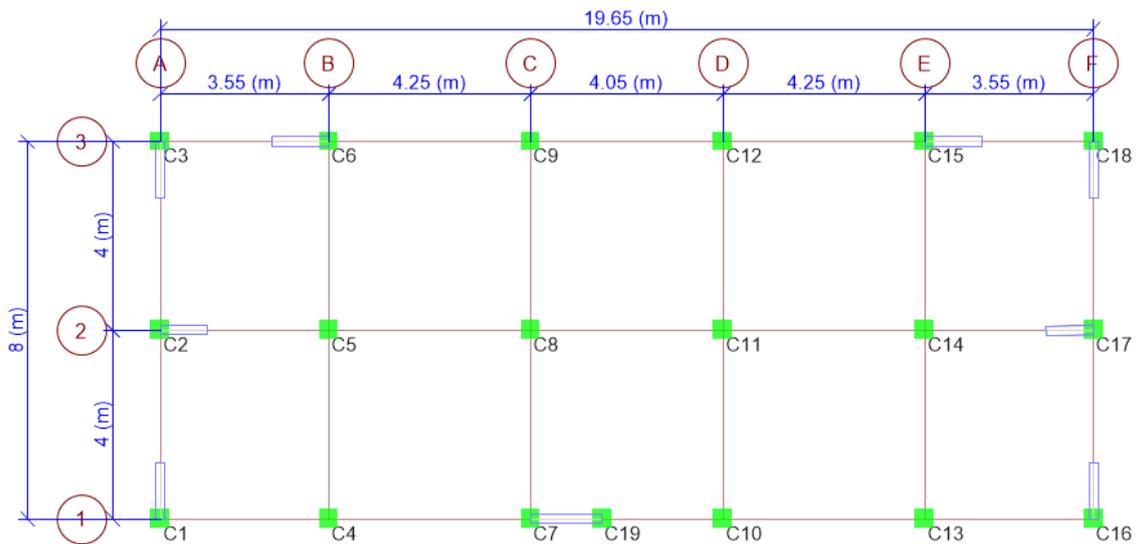


Figure III . 2. disposition des voiles .

III.3.3. Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est **ETABS**

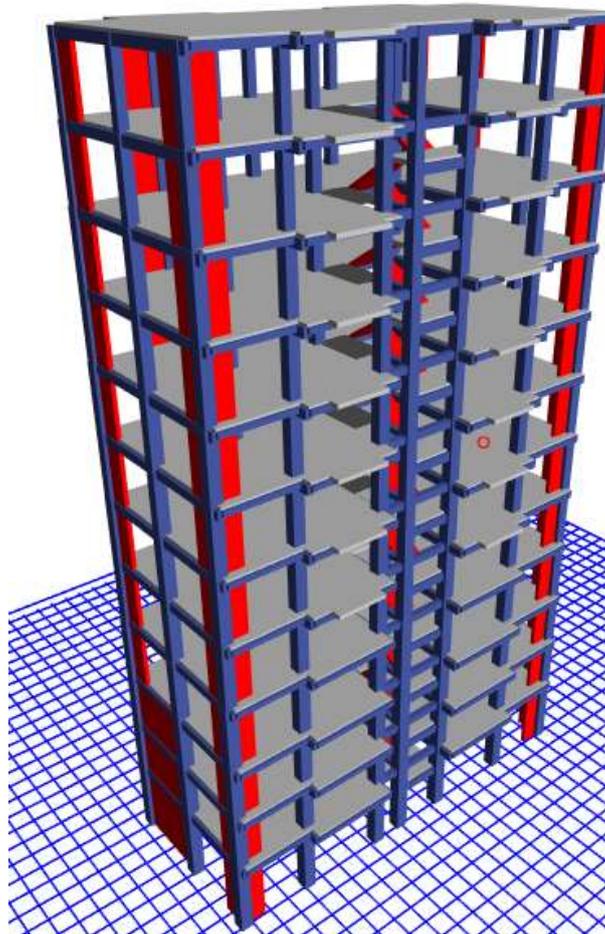


Figure III. 3. Vue en 3D de la structure modélisée avec le logiciel **ETABS**.

III.3.3.1. Mode de vibration et taux de participation des masses :

Les différents modes de vibration ainsi que la période et le taux de participation massique qui leur revient sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.2. Période et taux de participation massique de la structure.

Modes	Période (s)	Masses cumulées U _x	Masses cumulées U _y
1	0.959	0.0021	0.5878
2	0.796	0.5615	0.0026
3	0.738	0.0012	0.0007
4	0.297	0.0004	0.1281
5	0.243	0.119	0.0006
6	0.226	0.0009	0.0001
7	0.163	0.0002	0.0959
8	0.131	0.0691	0.0003

Analyse des résultats :

Les périodes numériques obtenues par le logiciel **ETABS** dans les deux premiers modes sont inférieure à celles calculées après majoration de 30%. (**RPA99/2003 Art 4.2.4**).

Les périodes majorées de 30% $\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.962 \text{ s} \\ T_y = 0.975 \text{ s} \end{cases}$

❖ **Analyse modale**

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe Y-Y

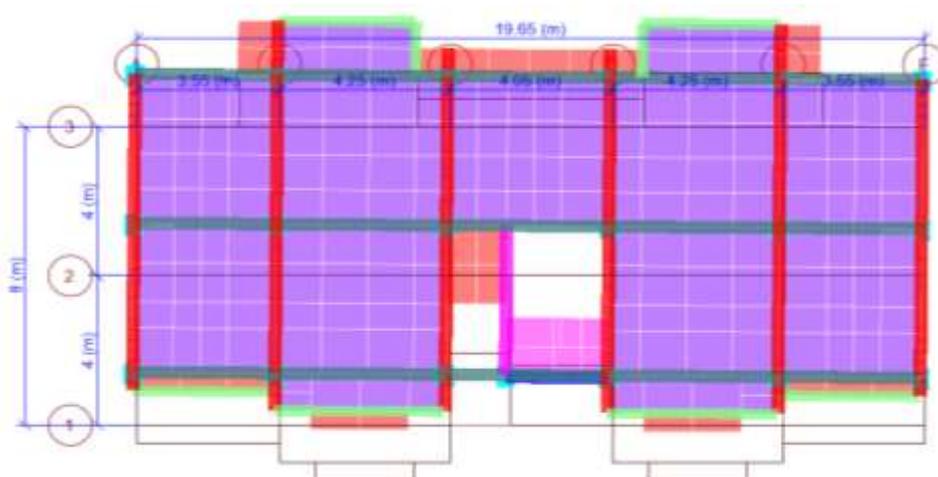


Figure III.4. Mode 1 de déformation (translation suivant l'axe YY).

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe X-X.

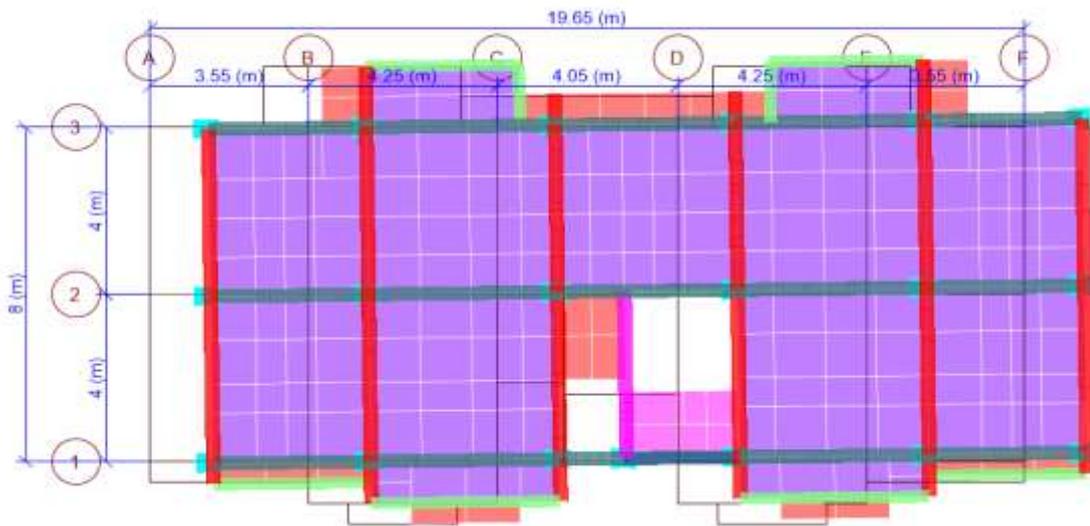


Figure III.5. Mode 2 de déformation (translation suivant l'axe X-X).

Le troisième mode est une rotation selon l'axe Z-Z.

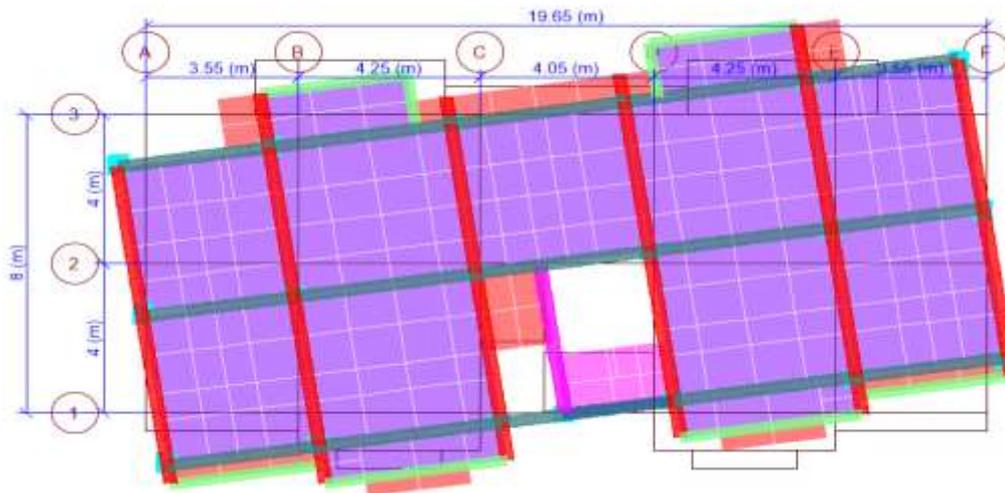


Figure III.6. Mode 3 de déformation (rotation suivant Z-Z).

III.3.5. Vérification des résultats vis-à-vis du RPA 99/Version2003 :

Vérification de la résultante des forces sismiques :

Après avoir calculé l'effort statique à la base et l'effort dynamique, le **RPA** prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dyn}} \geq 0.8 V_{\text{st}} \quad \text{RPA99/2003 (Art 4.3.6)}$$

Avec :

V_{dyn} : L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectrale modal).

Si $V_{dyn} < 0.8 V_{st}$ il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse dans le rapport $0.8 V_{st} / V_{dyn}$.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.3. Vérification de la résultante des forces sismiques à la base.

Sens	0.8 $V_{statique}$ (KN)	$V_{dynamique}$ (KN)	Observation
X-X	1135.74	1161.3918	vérifiée
Y-Y	1128.85	1135.0353	vérifiée

D'après le tableau III.3, on constate que la condition du RPA99v2003 : $V_{dyn} \geq 0.8 V_{st}$ est vérifiée selon les deux sens.

III.3.5.1. Justification de l'interaction (voiles-portiques) :

Le (RPA99/2003 Art 3.4.a) exigé pour les systèmes mixtes ce qui suit :

III.3.5.1.1 . Sous charges verticales :

Les voiles doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 80% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.4. Interactions sous charge vertical.

Niveau	Charges verticales (KN)		(%) des charge verticales	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles
ETAGE 08	1544.5807	373.452	80.53	19.47
ETAGE 07	3120.0356	718.911	81.27	18.72
ETAGE 06	4817.3197	1002.7351	82.77	17.23
ETAGE 05	6459.3622	1312.3782	83.11	16.89

ETAGE 04	8203.3722	1586.8134	83.79	16.21
ETAGE 03	9919.7623	1870.8984	84.13	15.87
ETAGE 02	11757.486	2112.6656	84.77	15.23
ETAGE 01	13572.4613	2327.9571	85.36	14.64
RDC	15902.2132	2710.4492	85.44	14.56
ESOL 01	14578.7089	1917.8469	88.37	11.62
ESOL 02	16251.2458	2017.579	88.96	11.04
ESOL 03	18188.9495	2273.7951	88.89	11.11

III.3.5.1.2. Sous charges horizontales :

Les voiles doivent reprendre au plus 75% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$$

Les portiques doivent reprendre au moins 25% des sollicitations.

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.5. Interaction sous charge horizontal.

Niveau	Chargement horizontal (KN)				(%) du chargement horizontal			
	Sens X-X		Sens Y-Y		Sens X-X		Sens Y-Y	
	Portiques	Voiles	Portiques	Voiles	Portiques %	Voiles %	Portiques %	Voiles %
ETAGE 08	177.0372	57.9047	170.6466	95.1729	75.35	24.65	64.20	35.80
ETAGE 07	201.9439	72.9312	199.0095	132.0078	73.47	26.53	60.12	39.88
ETAGE 06	294.9196	88.8246	285.1119	161.7281	76.85	23.15	63.81	36.19
ETAGE 05	313.7488	119.1056	330.7812	214.5303	72.48	27.52	60.66	39.34
ETAGE 04	395.4721	123.9085	394.0412	236.0102	76.14	23.86	62.54	37.46
ETAGE 03	407.0524	144.7125	423.7586	283.2977	73.77	26.23	59.93	40.07

ETAGE 02	436.2463	156.5858	490.1506	295.1122	73.59	26.41	62.42	37.58
ETAGE 01	423.9554	151.0424	503.0066	358.3626	73.73	26.27	58.40	41.60
RDC	407.4492	277.4337	477.8557	529.0436	59.49	40.51	47.46	52.54
ESOL 01	24.4884	18.6426	62.555	110.2712	56.78	43.22	36.19	63.80
ESOL 02	107.9941	41.0818	145.9532	289.3648	72.44	27.56	33.53	66.47
ESOL 03	156.2343	78.8204	242.4375	285.3055	66.47	33.53	45.94	54.06

Remarque :

On constate dans les résultats résumés dans le tableau ci-dessus que les interactions horizontales sont vérifiées à tous les niveaux dans les deux directions orthogonales

III.3.5.2. Vérification de l’effort normal réduit :

Il est exigé de faire la vérification à l’effort normal réduit pour éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d’ensemble dues au séisme, l’effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{RPA99/2003 Art 7.4.3.1})$$

Tel que :

N_d : l’effort normal maximal de calcul s’exerçant sur une section de béton.

B : section du béton.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton à la compression.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après :

Tableau III.6 .Vérification de l’effort normal réduit.

Niveau	b (cm)	h (cm)	Aire (cm ²)	N_d (KN)	v	Observation
ETAGE 08	40	40	1600	165.87	0.04	Vérifiée
ETAGE 07	45	45	2025	288.43	0.056	Vérifiée
ETAGE 06	50	50	2500	419.12	0.067	Vérifiée
ETAGE 05	50	50	2500	574.10	0.091	Vérifiée
ETAGE 04	55	50	2750	756.65	0.11	Vérifiée
ETAGE 03	55	50	2750	957.62	0.14	Vérifiée

ETAGE 02	55	55	3025	1175.24	0.16	Vérifiée
ETAGE 01	55	55	3025	1391.75	0.18	Vérifiée
RDC	60	55	3300	1660.47	0.20	Vérifiée
ESOL 01	60	55	3300	1818.96	0.22	Vérifiée
ESOL 02	60	60	3600	1988.53	0.22	Vérifiée
ESOL 03	60	60	3600	2207.81	0.24	Vérifiée

Analyse des résultats :

On voit bien à travers ce tableau que la condition de l'effort normal réduit est vérifiée à tous les niveaux

III.3.5.3. Vérification vis-à-vis des déplacements de niveaux :

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 : **(RPA99/ version 2003 (Art 5.10))**

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Avec :} \quad \delta_k = R\delta_{ek}$$

Tel que (δ_k) : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le **RPA99/2003 (Art 4.43)**.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

R : Coefficient de comportement.

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau III.7. Vérification des déplacements relatifs.

Niveau	h_k (m)	Sens X-X					Sens Y-Y				
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\frac{\Delta_k}{h_k}$
ESOL 03	3.822	0.0002	0.0008	0.000	0.0008	0.0002	0.0003	0.002	0.000	0.002	0.0004
ESOL 02	2.8	0.0004	0.002	0.0008	0.001	0.0003	0.0007	0.004	0.002	0.002	0.0007
ESOL 01	2.8	0.0007	0.003	0.002	0.002	0.0005	0.001	0.006	0.004	0.003	0.001
RDC	3.23	0.002	0.010	0.003	0.007	0.0021	0.003	0.016	0.006	0.010	0.003
ETAGE 01	3.06	0.004	0.019	0.010	0.009	0.0030	0.006	0.029	0.016	0.013	0.004
ETAGE 02	3.06	0.006	0.030	0.019	0.010	0.0033	0.009	0.043	0.029	0.014	0.005

ETAGE 03	3.06	0.008	0.040	0.030	0.011	0.0034	0.011	0.057	0.043	0.014	0.005
ETAGE 04	3.06	0.010	0.050	0.040	0.010	0.0033	0.014	0.070	0.057	0.013	0.004
ETAGE 05	3.06	0.012	0.060	0.050	0.009	0.0030	0.016	0.082	0.070	0.012	0.004
ETAGE 06	3.06	0.014	0.068	0.060	0.008	0.0027	0.018	0.092	0.082	0.010	0.003
ETAGE 07	3.06	0.015	0.075	0.068	0.007	0.0023	0.020	0.101	0.092	0.009	0.003
ETAGE 08	3.06	0.016	0.081	0.075	0.006	0.002	0.022	0.108	0.101	0.008	0.002

Analyse des résultats :

D’après les résultats obtenus dans le tableau, on peut dire que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

III.3.5.4. Justification vis à vis de l'effet P-Delta:

Selon le **RPA99/ version 2003 (Art 5.9)**, Les effets du 2° ordre (où effet P - Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0.10$$

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 :

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1).

h_k : hauteur de l’étage k.

- Si $0.10 \leq \theta_k \leq 0.20$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1 - \theta_k)$.
- Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et elle doit être redimensionnée.

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_i$$

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau III.8. Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y- y		
			Δ_k (mm)	V_k (KN)	Θ (mm)	Δ_k (mm)	V_k (KN)	Θ (mm)
ESOL 03	3.82	28426.0239	0.82	1161.3918	0.007	1.58	1135.0353	0.014
ESOL 02	2.80	25323.4992	0.97	1125.4766	0.008	1.975	1105.3905	0.016
ESOL 01	2.80	22598.0031	1.525	1087.9398	0.011	2.96	1064.7732	0.022
RDC	3.23	19955.7725	6.745	1063.8795	0.045	9.72	1029.4691	0.067
ETAGE 01	3.06	17153.3311	9.29	1015.2839	0.035	12.89	974.4401	0.050
ETAGE 02	3.06	14973.3879	10.37	960.1116	0.053	14.02	915.0995	0.075
ETAGE 03	3.06	12770.2607	10.53	884.1396	0.050	14.02	839.9674	0.070
ETAGE 04	3.06	10604.5079	10.06	792.0628	0.044	13.15	753.3744	0.060
ETAGE 05	3.06	8438.7551	9.135	684.3176	0.038	11.86	655.2667	0.050
ETAGE 06	3.06	6307.2398	8.23	558.5633	0.030	10.29	538.0386	0.039
ETAGE 07	3.06	4175.7245	7.17	413.1756	0.024	8.79	404.2807	0.030
ETAGE 08	3.06	2108.5536	6.18	254.135	0.017	7.53	261.8642	0.020

Analyse des résultats :

Les résultats des calculs résumés dans le tableau précédent indiquent que les effets du second ordre sont inférieurs à 0.1 ce qui signifie d'après le règlement parasismique algérien (**Art 5.9**) dans le cas des bâtiments qu'il peut être négligé.

III.4 .Conclusion :

La modalisation avec logiciel de calcul ETABS2016, nous a permis de faire une étude tridimensionnelle dans le but de faciliter les calculs, et d'avoir un modèle meilleur qui se rapproche du comportement réel de la structure. 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.

La vérification à la foi des conditions de R.PA nous a poussés de faire un redimensionnement des éléments structuraux.

A la fin on a opté pour les démentions suivantes :

Poutre principale (30×40) cm²; Poutre secondaire (30×35) cm²

Poteaux de l'Entre-sol 3 et l'Entre-sol 2 (60×60) cm²

Poteaux de l'Entre-sol 1 et RDC (60×55) cm²

Poteaux de 1^{eme} et 2^{eme} étage (55×55) cm²

Poteaux de 3^{eme} et 4^{eme} étage (55×50) cm²

Poteaux de 5^{eme} et 6^{eme} étage (50×50) cm²

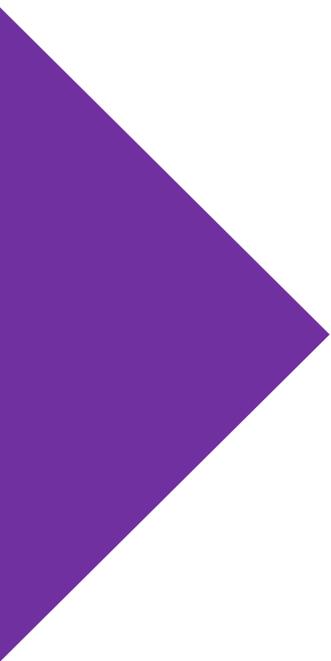
Poteaux de 7^{eme} étage (45×45) cm²

Poteaux de 8^{eme} étage (40×40) cm²

Pour les voiles

Voile périphérique e=20 cm

Voile contreventement e = 20cm pour tous les niveaux



CHAPITRE IV

Etude des éléments structuraux

IV. Introduction :

Après avoir calculé les sollicitations par le logiciel **ETABS V16**, nous nous proposons de déterminer les sections d'aciers nécessaires à la résistance et à la stabilité des éléments constructifs de notre ouvrage. Le calcul des sections sera mené selon les règles de calcul du béton armé **CBA93, RPA99/Version 2003** et le **BAEL**.

Les éléments constructifs abordés dans ce chapitre sont :

- Les poutres sont soumises aux moments fléchissant et aux efforts tranchants, donc elles sont calculées à la flexion simple.
- Les poteaux et les voiles sont soumis à des efforts normaux, des efforts tranchants et à des moments fléchissant et seront donc calculés en flexion composée.

IV.1 .Etude des poutres :

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel **ETABS V16** qui sont tiré des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Concernant notre structure, nous avons deux types de poutres à étudier :

- Poutres principales (30 × 40).
- Poutres secondaires (30 × 35).

IV.1.1.Recommandation du RPA99/Version 2003 :

1. Armatures longitudinales (Art 7.5.2.1) :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
- 4% en zone courante.
- 6% en zone de recouvrement.

2. Armatures transversales (Art 7.5.2.2) :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b$$

Avec : S_t =espacement entre les armatures transversales
 b =largeur de la poutre.

L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires : minimum de (h/4,12Ø)
- En dehors de la zone nodale : $S_t \leq h/2$

- Avec \emptyset le plus petit diamètre des barres utilisées.

IV.1.2.Sollicitation et ferrailage des poutres :

Le calcul du ferrailage des différentes poutres se fait à la flexion simple, selon l’organigramme (Annexe n° 4), les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.1. Sollicitation et ferrailage des poutres.

Niv	Poutres	Section (cm ²)	Local	M (KN.m)	V (KN)	A ^{min} (cm ²)	A ^{cal} (cm ²)	A ^{adpt} (cm ²)	Choix du ferrailage
Tous les niveaux	P.P	30x40	Travée	55.98	104.77	6	4.45	9,42	3HA16FIL +3HA12CHAP
			Appui	113.18					8.06
	P.S	30x35	Travée	73,28	84.04	5.25	2.91	6,88	3HA14 FIL +2HA12CHAP
			Appui	76,49					6,45

IV.1.3. Vérification des armatures selon RPA99 : (Art 7.5.2.1)

❖ **Pourcentage maximale d’armatures longitudinales dans les sections :**

➤ **Poutres secondaires :**

$A_{max} = 4\% b.h = 0.04 \times 30 \times 35 = 42cm^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b.h = 0.06 \times 30 \times 35 = 63cm^2$ Zone de recouvrement.

➤ **Poutres principales :**

$A_{max} = 4\% b.h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48cm^2$ Zone courante.

$A_{max} = 6\% b.h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72cm^2$ Zone de recouvrement.

❖ **Pourcentage minimale d’armatures longitudinales dans les sections :**

➤ **Poutres secondaires :**

$A_{min} = 0.5\% b.h = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 cm^2$

➤ **Poutres principales :**

$A_{min} = 0.5\% b.h = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 cm^2$

$A_{adopté} > A_{min}$ vérifiée.

❖ **Les longueurs de recouvrement :**

En zone IIa selon le **RPA99 (Art 7.5.2.1)**, la longueur de recouvrement et donnée par la formule suivante :

$l_r = 40 \times \emptyset$

Donc pour :

$$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 56 \text{ cm on adopte } L_r = 60 \text{ cm}$$

$$\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r = 48 \text{ cm on adopte } L_r = 50 \text{ cm}$$

IV.1.4. Les armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales pour les poutres est donné par :

➤ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min(\phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.2, 1.28, 3)$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min(\phi_1, \frac{h}{35}, \frac{b}{10}) = \min(1.2, 1.14, 3)$$

Donc on opte pour $A_t = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 +1 étrier de HA8 dans les sections nécessitant un étrier.

Et $A_t = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$ soit un cadre de HA8 et une épingle de HA8 dans les sections nécessitant une épingle.

IV.1.5. Calcul des espacements des armatures transversales :

Les espacements sont calculés selon les recommandations du **RPA (Art 7.5.2.2)**.

➤ **Poutres principales :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right) = \min(10; 14.4) \text{ soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$\text{Zone nodale : } S_t \leq \left(\frac{h}{4}; 12 \phi_1\right) = \min(8.75; 14.4) \text{ soit } s_t = 10 \text{ cm}$$

$$\text{Zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm.}$$

Remarque :

Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5 cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

❖ **Vérification à l'ELU :**

Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau} = \min(3.33 \text{ MPa}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

La vérification concerne uniquement les poutres les plus défavorables, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.2. Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (KN)	τ (MPa)	$\bar{\tau}$ (MPa)	Observation
Principale	104.77	0.74	3.33	Vérifiée
Secondaire	84.04	0.85	3.33	Vérifiée

IV.1.6. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

Appuis de rives $A_l \geq \frac{V_u \cdot \gamma_s}{f_e} \dots \dots \dots \textcircled{1}$

Appuis intermédiaires $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u + \frac{M_a}{0.9d} \right) \dots \dots \dots \textcircled{2}$

Les résultats de la vérification des cas les plus défavorables, sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV. 3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.

Poutres	A_l (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN. m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{inter} (cm ²)	Observation
Principale	9.42	104.77	113.18	2.41	-7.10	Vérifiée
Secondaire	6.88	84.04	76,49	2.42	0.16	Vérifiée

❖ **Vérification à l'ELS :**

-Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2}y^2 + 15 \cdot A_s \cdot y - 15 \cdot d \cdot A_s = 0$$

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I}y ; \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4. Vérification de l'état limite de compression.

Poutres	Local	M _{ser} (KN. m)	I(cm ⁴)	Y(cm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
Principale	Appui	-50.30	864659	13.09	6.00	15	Vérifiée
	Travée	39.65	864659	13.09	7.61	15	Vérifiée
Secondaire	Appui	-36.08	627911	12.01	4.45	15	Vérifiée
	Travée	23.28	627911	12.01	6.90	15	Vérifiée

IV.1.7. Etat limite de déformation :

Etat limite de déformation d'après le **BAEL 91** la vérification de flèche est inutile si :

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \textcircled{1} \\ \frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \textcircled{2} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots \textcircled{3} \end{cases}$$

Le tableau ci-dessous résume les résultats des vérifications des trois conditions pour les deux types de poutres :

Tableau IV.5. Vérification de l'état limite de déformation.

Poutre	h _t (cm)	b(cm)	L(m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e}$
Principale	40	30	4	9,42	0.1 ≥ 0.06	0.1 ≥ 0.03	0.008 < 0.01
Secondaire	35	30	4.25	6,88	0.08 ≥ 0.06	0.08 ≥ 0.05	0.007 < 0.01

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de vérifier la flèche.

❖ **Schémas de ferrailage des poutres**

Les schémas de ferrailage des poutres sont représentés, dans les figures ci-dessous.

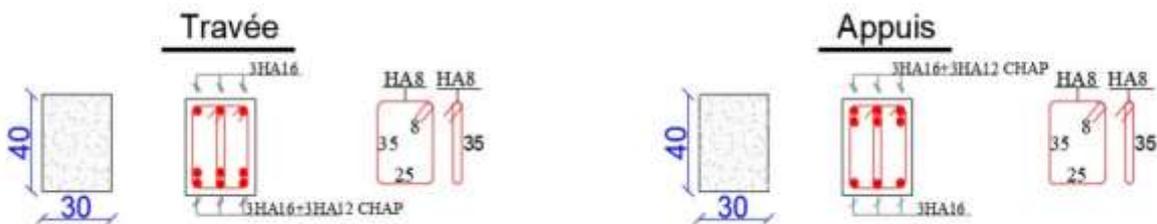


Figure IV.1. Détails de Ferrailage des poutres principales.

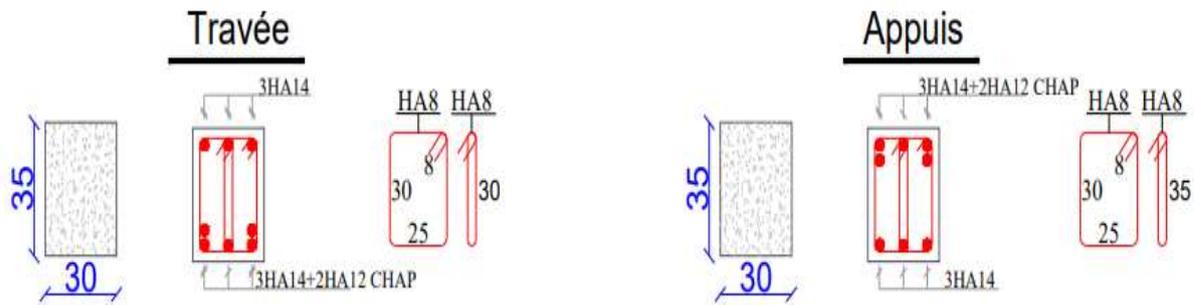


Figure IV.2. Détails de Ferrailage des poutres secondaires.

IV.2. Etude des poteaux :

Les poteaux sont sollicités en flexion composée lorsqu'ils sont soumis à :

- ✓ Un moment de flexion M (positif ou négatif).
- ✓ Un effort normal N positif (compression) ou négatif (traction).
- ✓ Un effort tranchant éventuel V.

Ces efforts sont tirés des combinaisons les plus défavorables exigées par le **RPA99/V2003** qui sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1.35G + 1.5Q \dots \text{ELU} \\ G + Q \dots \dots \dots \text{ELS} \\ G + Q + E \\ G + Q - E \\ 0.8G + E \\ 0.8G - E \end{array} \right.$$

Le ferrailage adopté sera le maximum entre ceux donnés par les sollicitations suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_1 \\ M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}} \rightarrow A_2 \\ N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}} \rightarrow A_3 \end{array} \right. \Rightarrow A = \max(A_1, A_2, A_3)$$

Recommandation du **RPA99/Version2003** :

Les armatures longitudinales (**Art 7.4.2.1**):

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- ✓ Leur pourcentage minimal sera de 0.8% en zone II
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
4% en zone courante.
6% en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12 mm
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de :
40Ø en zone I et II.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est définie par l' et h' tel que :

$$\begin{cases} l' = 2h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

h_e : hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

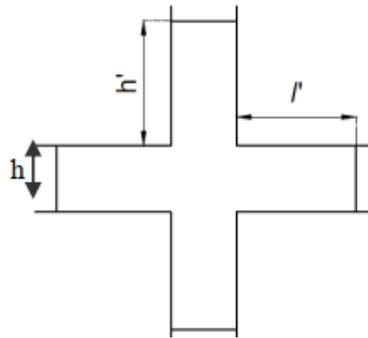


Figure IV.3. Zone nodale.

Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 f_e}$$

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.

t : espacement entre les armatures transversales tel que :

➤ **Dans la zone nodale :**

$$t \leq \min(10\phi_1, 15 \text{ cm}) \quad \text{en zone I et II}$$

➤ **Dans la zone courante :**

$$t' \leq 15\phi_1 \quad \text{en zone I et II}$$

Où ϕ_1 est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant.

- $\rho = 2.5$ si $\lambda_g \geq 5$
- $\rho = 3.75$ si $\lambda_g < 5$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ en % est donnée comme suit:

$$A_t = \begin{cases} 0.3\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\%(b_1 \times t) & \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les valeurs limites précédentes} & \text{si } 3 \leq \lambda_g \leq 5 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$

Avec :

λ_g : l'élanement géométrique.

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : longueur de flambement du poteau.

Remarque :

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10 \phi_t$ minimum ;
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

IV.2.2. Calcul du ferrailage :

Ferrailage longitudinal :

Hypothèse de calcul :

Le calcul en flexion composée.

Fissuration peu nuisible ($e = 3$ cm)

Sollicitations :

Le ferrailage des poteaux est calculé par les sollicitations de calcul résultant les combinaisons les plus défavorables qui sont tirées directement du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau VI.6. Sollicitations et ferrillages dans les poteaux.

Niveau	Section (cm ²)	Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)	Comb	Type de section	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix des Barres (cm ²)
ESOL 03 ET ESOL 02	60×60	N _{max} →M _{cor}	2492.4 3	66.58	101.6 6	ELU	S.P.C	4,13	28,8	12HA16 +4HA14 =30.28
		N _{min} →M _{cor}	260.74	49.89		ELA	S.E.T	18,90		
		M _{max} →N _{cor}	2492.4 3	66.58		ELU	S.P.C	4,13		
ESOL 01 ET RDC	60×55	N _{max} →M _{cor}	1950.9 0	13.51	62.82	ELU	S.P.C	3,79	26,4	12HA16 +4HA12 =28.65
		N _{min} →M _{cor}	472.72	59.24		ELA	S.E.T	17,33		
		M _{max} →N _{cor}	-519.47	121.9 2		ELA	S.P.C	3,79		
ETAGE 01 ET 02	55×55	N _{max} →M _{cor}	1444.4 4	13.82	81.98	ELU	S.P.C	3,45	24,2	12HA16 +4HA12 =28.65
		N _{min} →M _{cor}	167.67	46.96		ELA	S.E.T	15,88		
		M _{max} →N _{cor}	-397.41	105.2 1		ELA	S.P.C	3,45		
ETAGE 03 ET ETAGE 04	55×50	N _{max} →M _{cor}	- 1070.8 4	10.51	63.51	ELU	S.P.C	3,14	22	12HA14 +4HA12 =23
		N _{min} →M _{cor}	--29.10	7.96		ELA	S.E.T	14,44		
		M _{max} →N _{cor}	-341.45	87.11		ELA	S.P.C	2,51		
ETAGE 05 ET 06	50×50	N _{max} →M _{cor}	-704.03	7.23	51.84	ELU	S.P.C	2,84	20	12HA14 +4HA12 =23
		N _{min} →M _{cor}	-28,90	23.70		ELA	S.E.T	13,13		
		M _{max} →N _{cor}	-301.63	74.74		ELA	S.P.C	5,42		
ETAGE 07	45×45	N _{max} →M _{cor}	-351.67	-5.63	40.51	ELU	S.P.C	2,28	16,2	16HA12 =18.10
		N _{min} →M _{cor}	53.761 5	17.64		ELA	S.E.T	10,63		
		M _{max} →N _{cor}	-205.88	56.79		ELU	S.P.C	2,28		
ETAGE 08	40×40	N _{max} →M _{cor}	-195.13	-7.45	40.72	ELU	S.P.C	1,79	12,8	14HA12 =13.57
		N _{min} →M _{cor}	-59,58	-2.72		ELA	S.E.T	8,40		
		M _{max} →N _{cor}	-114.51	54.22		ELA	S.P.C	2,38		

Vérification du ferrailage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de ferrailage transversal des poteaux des différents niveaux :

Tableau IV.7. Vérification du ferrailage transversal.

Niveau	ESOL03 +ESOL2	ESOL01 RDC	Etages 1- 2	Etages 3- 4	Etages 5- 6	Etage 7	ETAGE 8
Section (cm ²)	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×45	40×40
ϕ_l^{\min} (cm)	1.4	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2	1.2
l_f (cm)	2,674	2,261	2,142	2,142	2,142	2,142	2,142
λ_g	4,46	3,77	3,89	3,89	4,28	4,76	5,36
V(KN)	101.66	62.82	81.98	63.51	51.84	40.51	40.72
$t_{z \text{ nodale}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10
$t_{z \text{ cou}}$ (cm)	10	10	10	10	10	10	10
P	3.75	3.75	3.75	3.75	3.75		3.75
A_t (cm ²)	1,61	0,98	1,40	1,21	1,06	0,87	0,59
A_t^{\min} (cm ²)	2,62	3,34	3,17	2,88	2,40	1,62	0,85
A_t^{adop} (cm ²)	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71	6HA10 =4.71	2HA10 +4HA8 =3.58	2HA10 +4HA8 =3.58	6HA8 =3.02	6HA8 =3.02

IV.2.3. Vérifications nécessaires :

- Vérification au flambement :

Selon le **BAEL99 (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.

On doit vérifier que :

$$N_d \leq N_u = \alpha \times \left[\frac{Br \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ qui prend les valeurs :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \dots \dots \dots \text{pour } 0 \leq \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \dots \dots \dots \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

L'élançement mécanique est donné par :

$$\lambda = 3.46 \frac{l_f}{b} \dots \dots \dots \text{pour une section rectangulaire.}$$

l_f : longueur de flambement.

A_s : est la section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$B_r = (b - 2) \times (h - 2) \Rightarrow$ section réduite du poteau.

Les résultats des vérifications des poteaux au flambement sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8. Vérification au flambement des poteaux.

Niveaux	h (m)	b (m)	l_f (m)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (m ²)	N_u (KN)	N_d (KN)	Observation
ESOL 03 -02	60	60	267,4	15,42	0,82	30,28	0,3364	5959,5135	2937,13	Vérifiée
ESOL 01-RDC	55	60	226,1	14,22	0,82	28,65	0,3074	5504,3563	2289,81	Vérifiée
ETAGE 01-0.2	55	55	214,2	13,48	0,83	28,65	0,2809	5117,3348	1261,11	Vérifiée
ETAGE 03-04	50	55	214,2	14,82	0,82	23,00	0,2544	4522,5553	1261,11	Vérifiée
ETAGE 05-06	50	50	214,2	14,82	0,82	23,00	0,2304	4157,8596	828,81	Vérifiée
ETAGE 07	45	45	214,2	16,47	0,81	18,10	0,1849	3299,7312	826,54	Vérifiée
ETAGE 08	40	40	214,2	18,53	0,80	13,57	0,14	2532,4246	590,99	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux, donc il n'y a pas risque de flambement.

- Vérification des contraintes de compressions :

Dans notre cas la fissuration est peu nuisible, donc on doit vérifier uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

Pour une section entièrement comprimé la vérification des contraintes sera comme suit :

$$\sigma_{bc\ 1,2} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28}$$

Avec :

$$\begin{cases} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V \leq \overline{\sigma}_{bc} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{serG}}{I_{yy'}} V' \leq \overline{\sigma}_{bc} \end{cases}$$

Tel que :

$S = b \times h + 15(A + A')$: Section homogénéisée.

$$M_{serG} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} (V^3 + V'^3) + 15A'(V - d')^2 + 15A(d - V)^2$$

$$V = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15(A'd' + Ad)}{B + 15(A' + A)} \text{ Et } V' = h - V$$

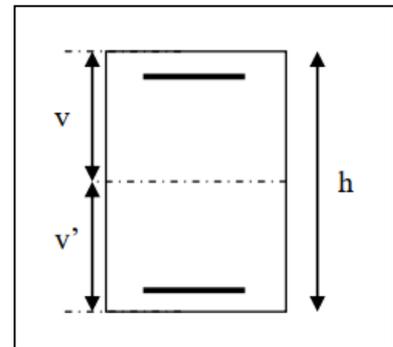


Figure IV.4. Section d'un poteau.

Les résultats de calcul pour les S.E.C sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau IV.9. Vérification des contraintes dans les poteaux.

Niveaux	ESOL03 +ESOL2	ESOL01 RDC	Etages 1-2	Etages 3-4	Etages 5-6	Etage 7	ETAGE 8
Sections (cm ²)	60×60	55×60	55×55	50×55	50×50	45×45	40×40
d (cm)	57	57	52	52	47	42	37
A (cm ²)	9.58	9.17	9.17	7.29	7.29	5.65	4.52
N _{ser} (KN)	11851.61	1444.1	1076.27	798.56	525.16	261.56	143.22
M _{ser} (KN.m)	29.52	8.71	9.77	4.87	4.64	3.24	4.52
V (m)	0.3	0.3	0.275	0.275	0.25	0.225	0.20
V' (m)	0.3	0.3	0.275	0.275	0.25	0.225	0.20

M_G^{ser} (KN.m)	29.52	8.71	9.77	4.87	4.64	3.24	4.52
$I_{yy'}$ (m ⁴)	0,0129	0,0119	0,00928	0,00825	0,006267	0,0041	0,0025
σ_{bc1} (MPa)	4.93	4.19	3.39	2.79	2.01	1.24	0.86
σ_{bc2} (MPa)	4.25	3.97	3.10	2.54	1.82	1.05	0.50
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15	15	15	15
Observation	Vérifiée						

- Vérification des contraintes de cisaillements :

Selon le **RPA99/V2003 (Art 7.4.3.2)**, la contrainte de cisaillement dans le béton doit être inférieure ou égale à la contrainte de cisaillement ultime :

$$\tau_{bu} = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

Avec :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.10. Vérification des contraintes de cisaillements.

Niveaux	Section (cm ²)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V (KN)	τ_{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	Observation
ESOL03 ET 02	60× 60	4,46	0,04	57	101.66	0,30	1.00	Vérifiée
ESOL01 ET RDC	55× 60	3,77	0,04	57	62.83	0,20	1.00	Vérifiée
ETAGE 01-02	55× 55	3,89	0,04	52	81.98	0,29	1.00	Vérifiée
ETAGE 03-04	55× 50	3,89	0,04	52	63.51	0,27	1.00	Vérifiée
ETAGE 05-6	50× 50	4,28	0,04	47	51.84	0,24	1.00	Vérifiée
ETAGE 07	45× 45	4,76	0,04	42	40.51	0,22	1.00	Vérifiée
ETAGE 08	40× 40	5,36	0,08	37	40.72	0,26	1.88	Vérifiée

IV.2.4. Vérification de la zone nodale :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations possibles de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœud est au moins

égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de : 1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques se produisent dans les poutres et non pas dans les poteaux. Le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

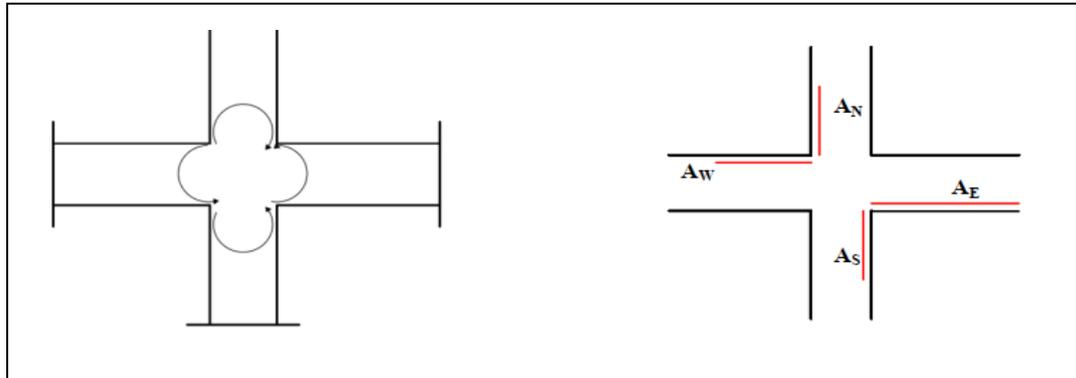


Figure IV.5. Répartition des moments dans la zone nodale.

Détermination du moment résistant dans les poteaux et dans les poutres :

Le moment résistant (MR) d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section du béton.
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section.
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

On a: $M_R = z \times A_s \times \sigma_s$ Avec: $z = 0.9h$, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$ et $\gamma_s = 1.15$ (cas le plus défavorable).

Tableau IV.11. Moment résistant des poteaux.

Niveaux	Poteaux				
	h (m)	z (m ²)	A _s (cm ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
ESOL 03-02	0,6	0,54	9,58	348	180,03
ESOL 01-RDC	0,6	0,54	9,58	348	180,03
ETAGE 01-02	0,55	0,495	9,17	348	157,96
ETAGE 03-04	0,55	0,495	9,17	348	157,96
ETAGE 05-06	0,5	0,45	7,29	348	114,16
ETAGE 07	0,45	0,405	7,29	348	102,75
ETAGE 08	0,4	0,36	7,29	348	91,33

Tableau IV.12. Moment résistant dans les poutres.

Niveaux	Local	h (m)	z (m ²)	As (m ²)	σ _s (MPa)	M _R (KN.m)
Etages courants	P.P	0,4	0,36	9,42	348	118,01
	P.S	0,35	0,315	6,88	348	75,42
Terrasse inaccessible	PP	0,4	0,36	6,79	348	85,07
	PS	0,35	0,36	5,65	348	70,78

Les résultats de la vérification concernant les zones nodales sont illustrés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.13. Vérification des zones nodales poutres principales.

Niveaux	Poutres principales						Observation
	M _n (KN.m)	M _s (KN.m)	M _n +M _s (KN.m)	M _w (KN.m)	M _e (KN.m)	1,25(M _w +M _e) (KN.m)	
ESOL 03-02	360,05	180,03	540,08	118,01	118,01	295,03	verifiée
ESOL 01-RDC	360,05	180,03	540,08	118,01	118,01	295,03	verifiée
ETAGE 01-02	315,92	157,96	473,89	118,01	118,01	295,03	verifiée
ETAGE 03-04	315,92	157,96	473,89	118,01	118,01	295,03	verifiée
ETAGE 05-06	228,32	114,16	342,48	118,01	118,01	295,03	verifiée
ETAGE 07	205,49	102,75	308,24	118,01	118,01	295,03	verifiée
ETAGE 08	182,66	91,33	273,99	118,01	118,01	295,03	non

Tableau IV.14. Vérification des zones nodales poutres secondaires.

Niveau	Poutres principales						Obs
	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	M_w (KN.m)	M_e (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	
ESOL 03-02	360,05	180,03	540,08	75,42	75,42	188,55	verifiée
ESOL 01-RDC	360,05	180,03	540,08	75,42	75,42	188,55	verifiée
ETAGE 01-02	315,92	157,96	473,89	75,42	75,42	188,55	verifiée
ETAGE 03-04	315,92	157,96	473,89	75,42	75,42	188,55	verifiée
ETAGE 05-06	228,32	114,16	342,48	75,42	75,42	188,55	verifiée
ETAGE 07	205,49	102,75	308,24	75,42	75,42	188,55	verifiée
ETAGE 08	182,66	91,33	273,99	75,42	75,42	188,55	verifiée

On remarque 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 en premier lieu dans les poutres et non pas dans les poteaux.

Détail d'un cours d'armature transversale dans la zone nodale 2 U superposés

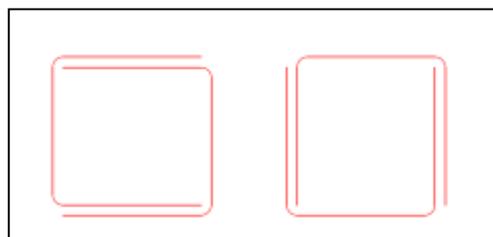


Figure IV.6. Armature transversale dans la zone nodale.

❖ Schéma de Ferrailages des poteaux :

Les schémas de ferrailage des poteaux sont représentés, dans les figures ci-dessous.

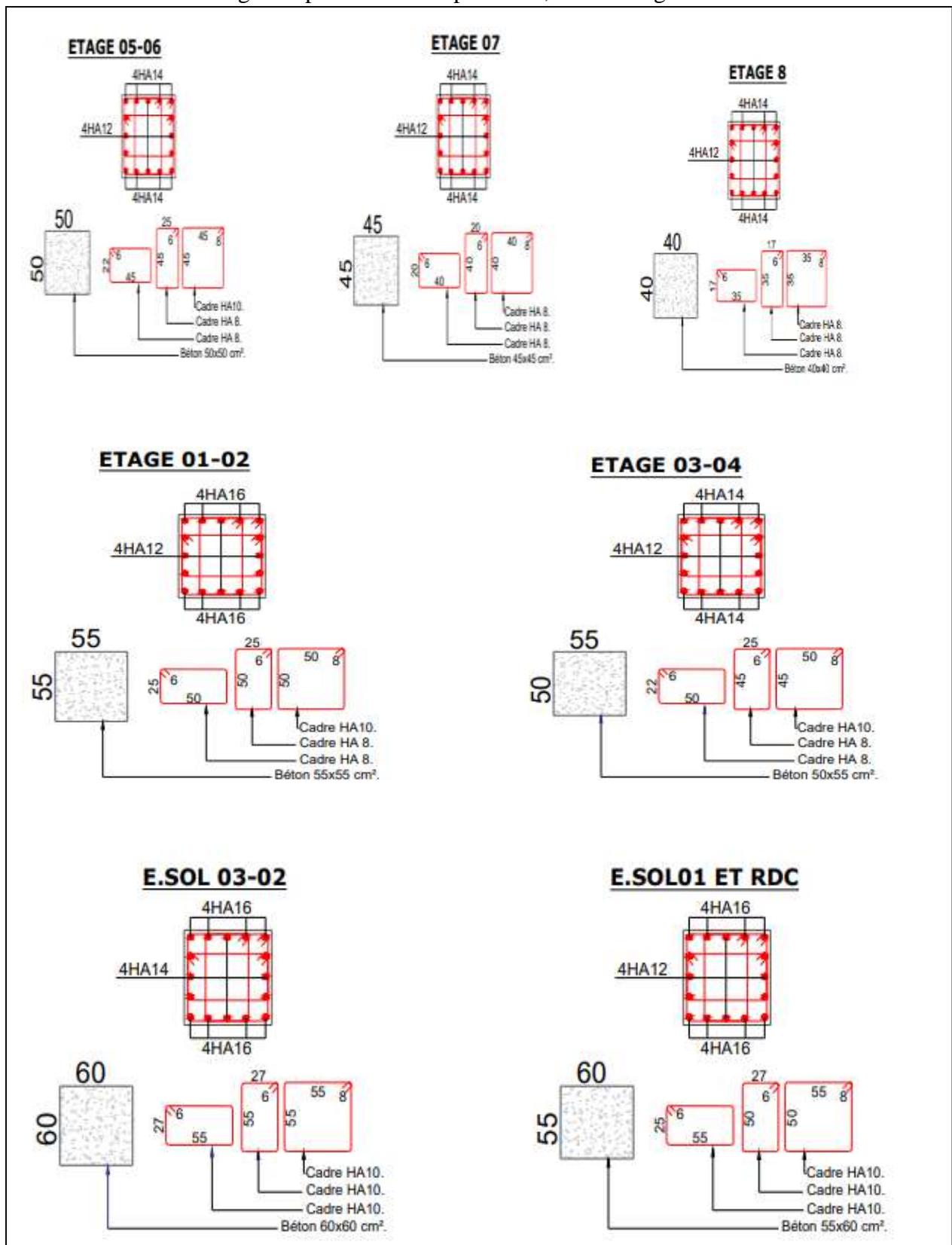


Figure IV.7. Ferrailage des poteaux.

IV.3. Etude des voiles :

Les voiles sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, d'après le **RPA99 Version 2003 (Art 7.7.1)** considère comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$ (**l**, **a** : respectivement longueur et épaisseur du voile). Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires.

❖ Exigence du RPA :

Le **RPA99 version 2003 (Art.3.4.A.1.a)** exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur en zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastées à leurs bases, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

D'où, Les voiles vont être calculés en flexion composée avec cisaillement en considérant le moment agissant dans la direction de la plus grande inertie.

Le calcul se fera en fonction des combinaisons suivantes :

- $1.35G + 1.5Q \dots \dots \dots \textcircled{1}$
- $G + Q \pm E \dots \dots \dots \textcircled{2}$
- $0,8G \pm E \dots \dots \dots \textcircled{3}$

Le ferrailage qu'on va adopter est donné par les sollicitations qui suivent :

- $M_{max} \rightarrow N_{corresp}$
- $N_{max} \rightarrow M_{corresp}$
- $N_{min} \rightarrow M_{corresp}$

- Recommandation du RPA99 version 2003 :

- Armatures verticales :

La section d'armatures à introduire dans les voiles sera une section répartie comme suit :

- Les armatures verticales sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

Zone tendue : un espacement maximal de 15 cm et un pourcentage minimal de 0.20% de la section du béton, $A_{min} = 0.2\% \times l_t \times e$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue, e : épaisseur du voile.

À chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- Armatures Horizontal :

Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchants, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

- Armatures Transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement, leur nombre doit être égale au minimum à 4 barres / m^2 .

- Règles communes RPA99 version 2003 (Art.7.7.4.3) :

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - ✓ En zone courante 0,10 %
- L'espacement des nappes d'armatures horizontales et verticales est $St \leq \min(1,5 e ; 30 \text{ cm})$.
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $l/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :

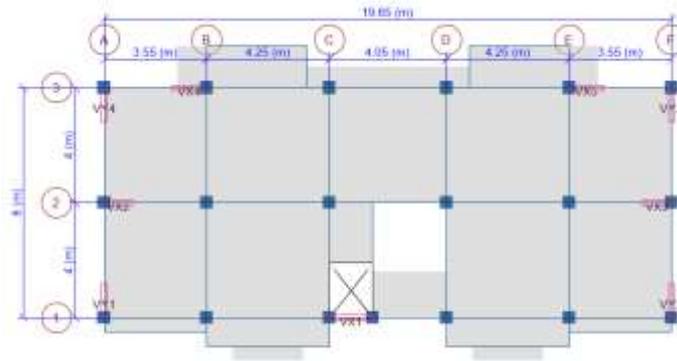
1) $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

2) $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{ij} = 1,1 \frac{V}{f_e} \quad \text{Avec } V = 1,4V_u$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.



Figures IV.8. Disposition de voiles.

IV.4.1.Exemple de calcul :

Les sollicitations de calcul sont tirées du logiciel **ETABS V16**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau IV.15. Ferrailage du voile VY4.

Voile VY4				
Section	ESOL 03+02+01+RDC	ETAGE 01+02+03	ETAGE 04+05	ETAGE 06+07+08
l(m)	0,9	0,9	0,9	0,9
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
M(KN)	305.60	38.16	59.76	47.70
N(KN.m)	190.16	-48.25	-2.73	36.32
d (m)	0,85	0,85	0,85	0,85
V(KN)	206.01	102.71	74.12	56.40
τ (MPa)	1,34	1,66	0,71	0,46
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	2,99	11,31	2,81	2,43
A^{min} (cm ²)	2,7	2,7	2,7	2,7
I (m ⁴)	0,012	0,012	0,012	0,012
v(m)	0,45	0,45	0,45	0,45
σ_1 (MPa)	-3,562	-11,804	-2,913	-2,435
σ_2 (MPa)	3,42	9,73	2,31	1,81
l_t (m)	0,441	0,407	0,398	0,384
l_c (m)	0,018	0,087	0,104	0,131
A_{tendu}^{min} (cm ²)	1,764	1,627	1,591	1,537
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0,036	0,173	0,209	0,263
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA12+4HA12	4HA10	4HA10	4HA10
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	1,49	1,84	0,79	0,51
A_h^{min} (cm ²)	0,4	0,4	0,4	0,4
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Tableau IV.16. Ferrailage du voile VX1.

Section	Voile VX1			
	ESOL 03+02+01	RDC +ETAGE 01+02	ETAGE 03+04+05	ETAGE 06+07+08
l(m)	0,8	0,8	0,8	0,8
e(m)	0,2	0,2	0,2	0,2
M(KN)	28.27	9.75	11.75	57.54
N(KN.m)	-243.73	-195.43	-156.39	-59.42
d (m)	0,75	0,75	0,75	0,75
V(KN)	225.61	178.39	-80.86	59.90
τ (MPa)	0,75	0,84	0,65	0,50
$\bar{\tau}$ (MPa)	5	5	5	5
A^{cal} (cm ²)	1.1	1.29	2.26	1.05
A^{min} (cm ²)	2,4	2,4	2,4	2,4
I(m ⁴)	0,009	0,009	0,009	0,009
v(m)	0,4	0,4	0,4	0,4
σ_1 (MPa)	-1,246	-0,849	-3,006	-0,494
σ_2 (MPa)	0,95	-0,19	2,88	-0,03
l_t (m)	0,346	0,144	0,391	0,043
l_c (m)	0,107	0,513	0,017	0,713
A_{tendu}^{min} (cm ²)	1,386	0,575	1,565	0,174
$A_{courant}^{min}$ (cm ²)	0,214	1,025	0,035	1,426
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
$A_{v/face}^{adopté}$	4HA12+4HA12	4HA10	4HA10	4HA10
S_t (m)	0,2	0,2	0,2	0,2
A_h^{cal} (cm ²)	0,83	0,94	0,72	0,55
A_h^{min} (cm ²)	0,4	0,4	0,4	0,4
$A_h^{adopté}$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10

Exemple de Schéma de ferrailage des voiles :

Les schémas de ferrailage des voiles VY4 et VX1 dans les figures ci-dessous.

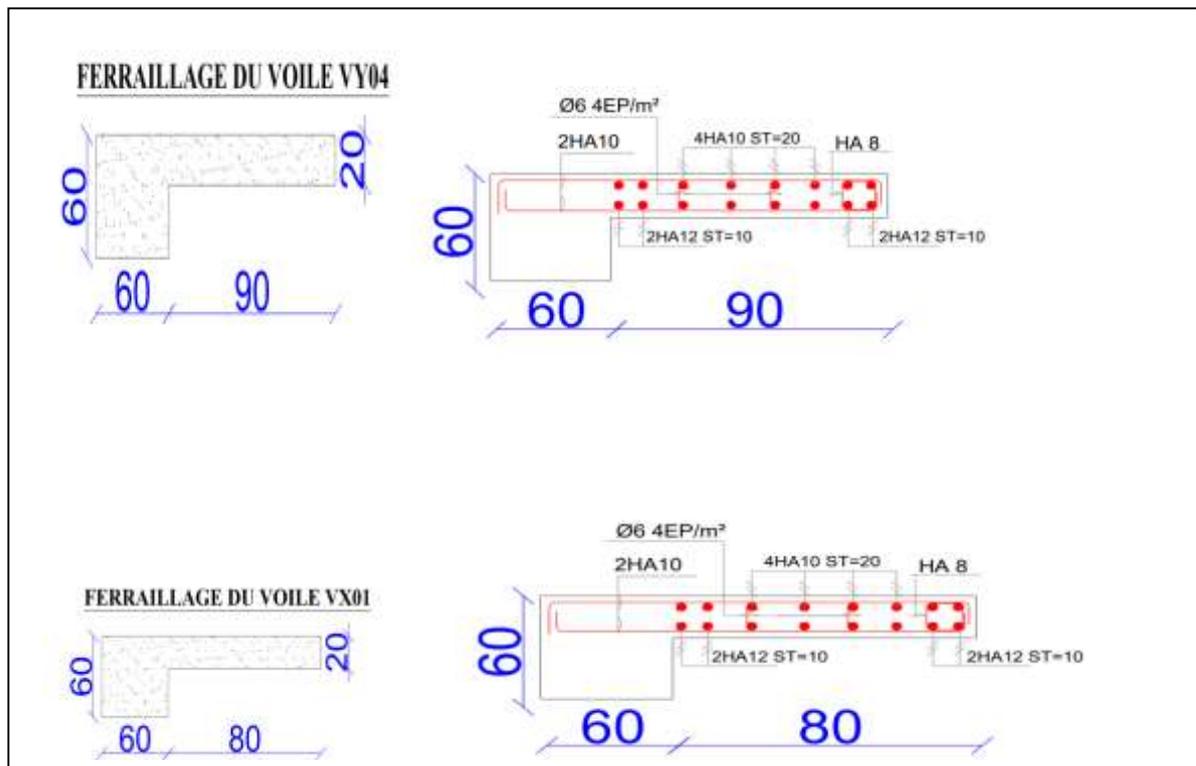
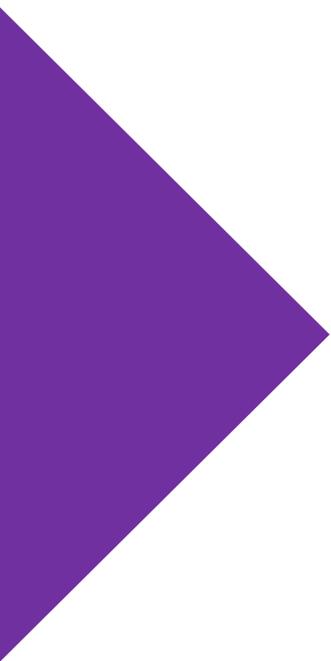


Figure IV.9.Schémas de ferrailage de voiles

IV.4.Conclusion :

Après l'étude des éléments porteurs on constate que :

- Ces éléments jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations.
- Ils sont ferrailés souvent par le minimum du RPA, cela est dû à l'interaction qui existe entre les voiles et les portiques.
- Les exigences du **RPA** valorisent la sécurité par rapport à l'économie.



CHAPITRE V

Etude des L'infrastructure

V. Introduction:

En génie civile l'étude d'un structure consiste à détermine les efforts dus au déferents chargement et le dimensionnement des déferent éléments. Dans cette partie de ce travail on va s'intéresser a des éléments du constructeur qui sont les fondations. Les fondations sont la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage

Il existe plusieurs types de fondations, le choix se fait selon les conditions suivantes :

- La capacité portante du sol ;
- La charge à transmettre au sol ;
- La dimension des trames ;
- La profondeur d'ancrage.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie d'abord les semelles isolées, ensuite les semelles filantes et enfin le radier général afin d'opter pour l'un des types précédents.

• **Combinaisons de calcul**

Le dimensionnement des fondations superficielles, selon la réglementation parasismique Algérienne (RPA99 version 2003, **Article 10.1.4.1**), se fait sous les combinaisons suivantes :

$$G + Q \pm E$$

$$0,8G \pm E$$

• **Reconnaissance du sol**

Pour projeter correctement une fondation, Il est nécessaire d'avoir une bonne connaissance de l'état des lieux au voisinage de la construction à édifier, mais il est surtout indispensable d'avoir des renseignements aussi précis que possible sur les caractéristiques géotechniques des différentes couches qui constituent le terrain.

Le taux de travail du sol retenu pour le calcul des fondations est de 2 bar pour une profondeur d'ancrage de 6 m.

• **. Choix du type de fondation**

V.1. Vérification de la semelle isolée

Dans ce projet, nous proposons en premier lieu des semelles isolées, pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} \dots \dots \dots (1)$$

On va vérifier la semelle la plus sollicitée :

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel SAP 2000 V15. $N = 1802.44 \text{ KN}$

S : Surface d'appuis de la semelle. $S = A \times B$

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol. $\bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bar}$

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b}B$$

a, b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{0.6}{0.6} \times \frac{1807.22}{200}} \Rightarrow B \geq 3.00$$

$$H = \left(\frac{B - b}{4}\right) + 0.05 = 0.77$$

Le volume de la semelle : $3.5 \times 3.5 \times H = 9.43$

Poids des terres : $3.5 \times 3.5 \times 1 \times 18 = 220.5$ 1m : l'encrage des semelles

Poids de la semelle $9.43 \times 25 = 235.75$

$$N = 220.5 + 235.75 + 1807.22 = 2263.47kn$$

En refait le calcul de la même manier

$B > 3.36$ Donc en prend 4

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 3.25m, et les semelles optées de 4 en remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

V.2: Vérification de la semelle filante.

Pour la vérification, on va choisir la semelle filante intermédiaire qui nous semble d'être la plus sollicitée.

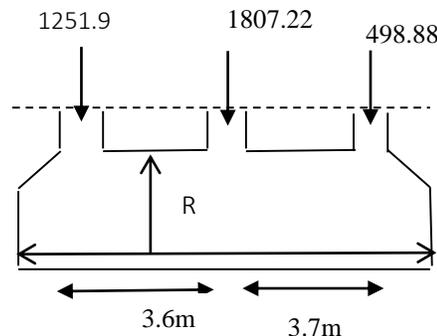


Figure .V.1. Semelle filante

La surface totale des semelles est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L}$$

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N_1 = 1251.94 KN ; \quad N_2 = 1807.22KN ; \quad N_3 = 498.88KN ; \quad \sum_{i=1}^3 N_i = 3558.09KN$$

$$B \geq \frac{3558.09}{200 \times 9} = 1.98m \quad \rightarrow \quad H = \frac{2-0.6}{4} + 0.05 = 0.40$$

La surface de la semelle : $2 \times 9 = 18m^2$

Le volume de la semelle : $2 \times 9 \times 0.4 = 7.2m^3$

Poids des terres : $18 \times 1 \times 18 = 324 kn$

1m : l'encrage des semelles

Avant poteaux :

$$H = 1 - 0.4 = 0.6m \quad \rightarrow \quad p_{avp} = (0.6 \times 0.6 \times 0.6 \times 25) \times 3 = 16.2kn$$

$$\sum P_i = 520.2kn \Rightarrow \sum N_T = 4078.29kn \Rightarrow B \geq \frac{4078.29}{9 \times 200} \geq 2.26m \quad \text{Soit } B = 2.5m$$

L'entraxe minimal des poteaux est de 3.25m, donc il y a un chevauchement entre les semelles filantes, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas

V.3.Étude de radier :

Puisque les deux premières vérifications ne sont pas observées, on va opter pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage. Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure ;
- La réduction des tassements différentiels ;
- La facilité d'exécution.

V.4.Caractéristiques géométriques du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes

➤ Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

L_{max} : la plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs. ($L_{max} = 430m$)

$$h_r \geq \frac{L}{20} = \frac{425}{20} = 21.25cm \quad \text{Soit : } h_r = 25cm$$

$$h_t \geq \frac{L}{10} = \frac{425}{10} = 42.5 cm \quad \text{Soit : } h_t = 45cm$$

➤ Condition de rigidité

Pour qu'un radier soit rigide il faut que :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{(4 \cdot E \cdot I) / (K \cdot b)}$$

Avec

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

K : coefficient de raideur du sol $K=4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$ (sol moyen)

E : module d'élasticité du béton : $E = 3,216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$;

b : largeur de la semelle ;

$$I = \frac{b \cdot h_t^3}{12}, \text{ inertie de la semelle}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 L_{max}^4 K}{\pi^4 E}} = \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.25^4 \times 4 \times 10^4}{\pi^4 \times 3,216 \times 10^7}} = 0.58 \text{ cm}$$

Donc, $h_t \geq 60 \text{ cm} \Rightarrow h_t = 65 \text{ cm}$

La largeur de la nervure :

$$0.3h_t < b < 0.7h_t \text{ Soit } b = 40 \text{ cm}$$

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{0.65^3 \times 3,216 \times 10^7}{2.5 \times 4 \times 10^4}} = 3.06 \text{ m}$$

$$L_{max} = 4.25 \leq \frac{\pi}{2} 3.06 = 4.81 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

Calcul de la surface du radier

$$S_{rad} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{28429.66}{200} \rightarrow S_{rad} = 142.15 \text{ m}^2$$

Donc, on peut prendre $S_{rad} = S_{bat} = 167.58 \text{ m}^2$

➤ **Dimensions du radier :**

Nous adopterons pour les dimensions suivantes :

Hauteur de la nervure $h_t = 65 \text{ cm}$

La largeur de la nervure $b = 40 \text{ cm}$

Hauteur de la table du radier $h_r = 30 \text{ cm}$

Enrobage $d' = 5 \text{ cm}$

La surface du radier $S_{rad} = 167.58 \text{ m}^2$

V.4.Vérification nécessaire :

- **Vérification de la contrainte dans le sol**

Sous l'effet du moment renversant dû au séisme, la contrainte sous le radier n'est pas uniforme. On est dans le cas d'un diagramme rectangulaire ou trapézoïdal, la contrainte moyenne ne doit pas dépasser la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

Avec :

$$\bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa} \quad ; \quad \sigma = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x \times Y_G}{I_x}$$

On a les caractéristiques suivantes :

$$\begin{cases} X_G = \frac{\sum S_i X_i}{S_i} \\ X_G = \frac{\sum S_i Y_i}{S_i} \end{cases}$$

$$\begin{cases} X_G = 9.82m, & y_G = 4m \\ I_x = 838.4m^4, & I_y = 5058.2m^4 \end{cases}$$

- **Les moments engendrés par l'excentricité des forces sismiques**

$$\begin{cases} M_x = 114945.07KN.m \\ M_y = 279273.19KN.m \end{cases}$$

- **les contraintes moyennes dans les deux sens :**

❖ **Sens X-X**

Données :

$$N = 28.426. \text{ MN} ; M_x = 11.49 \text{ MN.m} \quad ; I_{xG} = 838.4 \text{ m}^4$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{28.426}{167.58} + \frac{11.49}{838.4} 4 = 0.22 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_x \times Y_G}{I_{xG}} = \frac{28.426}{167.58} - \frac{11.49}{838.4} 4 = 0.11 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.22 + 0.11}{4} = 0.192Pa < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

En remarquant que la contrainte est vérifiée selon le sens X-X.

❖ **Sens Y-Y**

$$N = 39018.81\text{MN} ; M_Y = 27.93 \text{ MN.m} \quad ; I_{YG} = 5058.2$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M_Y \times X_G}{I_{YG}} = \frac{28.429}{167.58} + \frac{27.93}{5058.2} 9.82 = 0.224 \\ \sigma_{min} = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M_Y \times X_G}{I_{YG}} = \frac{28.19}{167.58} - \frac{27.73}{5058.2} 9.82 = 0.116 \end{cases}$$

$$\text{Ce qui donne: } \sigma_{moy} = \frac{3 \times 0.218 + 0.118}{4} = 0.197Pa < \bar{\sigma}_{sol} = 0.2 \text{ MPa}$$

Dans ce sens aussi la contrainte est vérifiée.

- **vérification de la stabilité au renversement (RPA : article 10.1.5) :**

Quel que soit le type de fondation (superficielles ou profondes) on doit vérifier que :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

➤ **Sens X-X**

$$e = \frac{11.496}{28.429} \leq \frac{19.95}{4} \Rightarrow e = 0.40\text{m} \leq 4.98\text{m}$$

➤ **Sens Y-Y**

$$e = \frac{27.93}{28.429} \leq \frac{8.7}{4} \Rightarrow e = 0.98\text{m} \leq 2.2\text{m}$$

Les deux conditions sont satisfaites, il n'y a pas risque de renversement.

- **Vérification au cisaillement :**

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(2.5 \text{ MPa}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

On considère une bonde de 1m et de hauteur d

Avec :

$$V_d = \frac{N_d \times L_{max}}{2S_{rad}} = \frac{28426.02 \times 4.25}{2 \times 167.58} = 360.46 \text{ KN}$$

$$d \geq \frac{V_d}{b \times \bar{\tau}_u} \Rightarrow d \geq \frac{360.46 \times 10^{-3}}{1 \times 2.5} = 0.144 \text{ m}$$

On prend : $d = 20 \text{ cm}$

$$\tau_u = \frac{V_d}{b \times d} = 1.79 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

Donc il Ya pas risque de la rupture par cisaillement

- **Vérification au poinçonnement :**

Selon le **BAEL99 (Art A5.2.4.2)** il faut vérifier la résistance au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h_t \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal dans le poteau le plus sollicité.

h_t : Hauteur total de la dalle du radier.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen

❖ **Sous le poteau le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau (60×60) cm², le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h_t = 0.6 + 0.65 = 1.25 \\ B = b + h_t = 0.6 + 0.65 = 1.25 \end{cases} \Rightarrow U_c = 5m$$

$$\Rightarrow N_d = 1807.22MN \leq 0.045 \times 5 \times 0.65 \times \frac{25}{1.5} = 2.4375 MN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

Pas de risque de poinçonnement.

• **Ferraillage du radier général :**

Le radier sera calcul comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple Sachant que la fissuration est préjudiciable. Le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adaptera le même ferraillage pour tout le radier

➤ **Calculs des sollicitations**

Le panneau le plus sollicité est représenté ci-contre

$$\begin{cases} L_x = 4.10 - 0.45 = 3.65m \\ L_y = 4.25 - 0.45 = 3.8m \end{cases}$$

On a: $Q_u = \frac{N_u}{S_{rad}}$

N_u : L'effort normal ultime donné par la structure

➤ **Calcul du poids propre de radier :**

$$P_{rad} = h_r \times \gamma_b \times S_{rad} = 0.3 \times 25 \times 167.58 = 1256.85 KN$$

➤ **Calcul du poids de la nervure**

$$P_{ner} = b_{pot} \times \gamma_b \times h_t \times \sum L_{ner} = 0.6 \times 25 \times 0.65 \times 112.35$$

$$P_{ner} = 1065.41 KN$$

N_u : l'effort normal ultime donné par la structure

$$\begin{cases} N_u^{cal} = 39023.73 KN \\ N_{rad} = 1256.85KN \\ N_{ner} = 1065.41KN \end{cases}$$

N_u l'effort normal ultime donné par la structure :

$$N_u = N_u^{cal} + 1.35(N_{rad} + N_{ner}) = 39023.73 + 1.35 \times (1256.85 + 1065.41) = 42158.78KN$$

Donc :

$$Q_u = \frac{42158.78}{167.58} = 251.57 \text{ KN/m}^2$$

Pour le panneau le plus sollicité On a:

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = \frac{3.65}{3.8} = 0.96 > 0.4$$

⇒ La dalle travail dans les deux sens.

$$\rho = 0.96 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0401 \\ \mu_y = 0.9092 \end{cases}$$

• **Calcul des moments isostatiques**

$$\begin{cases} M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2 = 0.0401 \times 251.57 \times 3.65^2 = 134.40 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.9092 \times 134.40 = 122.20 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Les moments corrigés**

$$\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_{0x} = 0.85 \times 134.40 = 114.24 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_{0y} = 0.85 \times 122.22 = 103.89 \text{ KN.m} \\ M_{ax} = M_{ay} = -0.5 M_{0x} = -0.5 \times 134.40 = -67.2 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Le ferrailage se fait pour une section de (b × h) = (1×0.30) m², d=0.25m.

Tableau .V.1. Section d'armateur du radier

Localisation		M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	N ^{bre} de barres	St (cm)
Travée	X-X	114.24	14.09	2.604	15.71	5HA20	20
	Y-Y	103.89	12.76	2.4	14.07	7HA16	16
Appui		67.2	8.04	2.604	10.78	7HA14	16

❖ **Condition de non fragilité**

On a e=30 cm > 12 cm et ρ=0,83 > 0,4

$$A_{minx} = \rho_0 \times \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r = 0,0008 \left(\frac{3 - 0,83}{2} \right) \times 0,3 = 2.604 \text{ cm}^2$$

$$A_{miny} = \rho_0 \times b \times h_r = 0,0008 \times 0,30 = 2,4 \text{ cm}^2$$

• **Espacement des armatures :**

$$\begin{cases} \text{Armatures // } L_x: St = 16\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm.} \\ \text{Armatures // } L_y: St = 16\text{cm} \leq \min(2h, 25\text{cm}) = 25\text{cm.} \end{cases}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

$$Q_s = \frac{N_s}{S_{rad}}$$

N_s : L'effort normal de service donné par la structure

$$N_s = 30751.92KN$$

$$Q_u = \frac{30751.92}{167.58} = \mathbf{183.50KN/m^2}$$

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0474 \\ \mu_y = 0.9385 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{0x} = 115.88 KN.m \\ M_{0y} = 108.75KN.m \end{cases}$$

❖ **Les moments corrigés**

$$M_{tx} = 98.50KN.m$$

$$M_{ty} = 92.44KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 57.94KN.m$$

❖ **Vérification des contraintes**

Tableau.V.2. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M_s KN.m	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPA)	Obs.
Travée	x-x	98.5	8.73	84160	10.21 < 15	Vérifiée	285 > 201,63	N. Vérifiée
	y-y	92.44	8.38	77913	9.94 < 15	Vérifiée	295.84 > 201,63	N. Vérifiée
Appui		57.94	4.87	27738	9.54 < 15	Vérifiée	.591.89 > 201,63	N. Vérifiée

On remarque que les contraintes de traction dans l'acier ne sont pas vérifiées, donc on doit recalculer les sections d'armatures à l'ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit

Tableau.V.3. Section d'armature du radier à l'ELS

Localisation		M_s (KN.m)	β (10^{-2})	α	A_{cat} (cm^2 / ml)	A_{adop} (cm^2 / ml)	N ^{bre} de barres	S_t (cm)
Travée	x-x	98.5	0.78	0.945	28.73	29.45	6HA25	18
	y-y	92.44	0.7	0.794	20.47	21.99	7HA20	15
Appui		57.94	0.68	0.195	12.29	14.02	7HA16	15

Le tableau ci-dessous résume les vérifications de la contrainte de traction dans les aciers après avoir recalculer les armatures a l'ELS

Tableau V.4. Vérifications des contraintes à l'ELS du radier après l'augmentation du ferrailage

Localisation		A_{adop} (cm ² / ml)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
Travée	x-x	29.45	8.34 < 15	Vérifiée	156.96 < 201,63	Vérifiée
	y-y	21.99	8.56 < 15	Vérifiée	193.91 < 201,63	Vérifiée
Appui		14.2	6.20 < 15	Vérifiée	187.8 < 201,63	Vérifiée

- ❖ Vérification des espacements :
 $St \leq \min(2hr, 25cm) = 25cm$
- ❖ Schéma de ferrailage

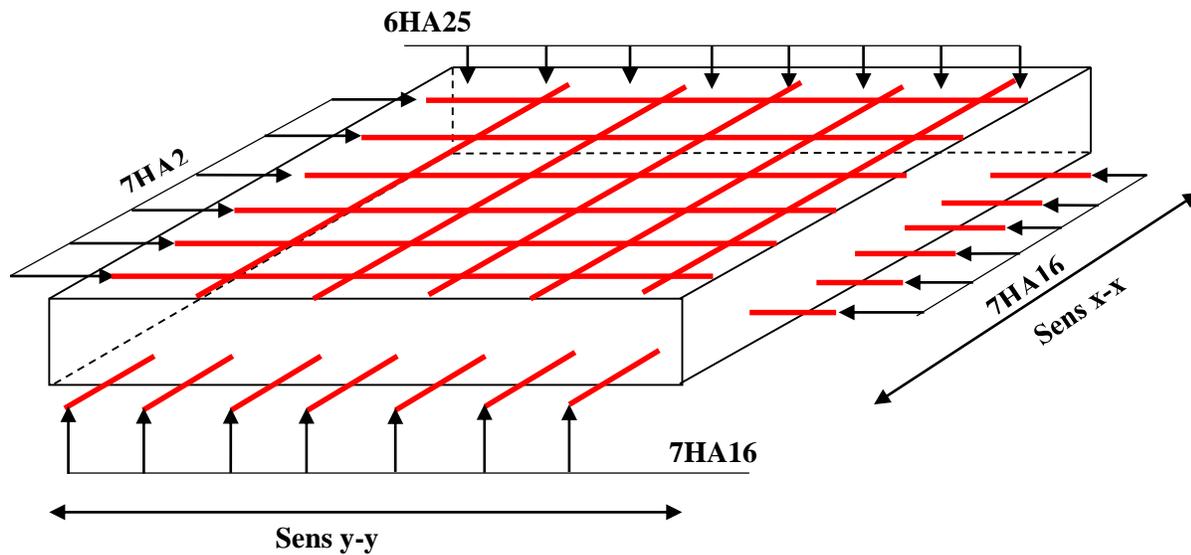


Figure. V.2. Schéma de ferrailage de radier.

V.5. Etude des nervures :

Les nervures sont des sections en T inversé, servent d'appuis pour la dalle du radier et la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures

- ❖ Calcul des sollicitations :

• Charges triangulaires

$q_m = q_v = \frac{P}{2} \times \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$: dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.

$\begin{cases} q_m = \frac{2}{3} \times p \times l_x \\ q_v = \frac{1}{2} \times p \times l_x \end{cases}$: Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.

Remarque : Ces expressions sont élaborées pour des poutres supportant des charges triangulaires des deux côtés, donc pour les poutres recevant une charge triangulaire d'un seul côté, ces expressions sont à diviser par deux.

➤ Charges trapézoïdales

$$\begin{cases} q_m = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right] \\ q_v = \frac{P}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) l_{xd} \right] \end{cases}$$

q_m : Charge équivalente qui donne le même moment maximal que la charge réelle.

q_v : Charge équivalente qui donne le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

P : Charge répartie sur la surface du radier (poids des nervures non compris).

✓ Sens X-X :

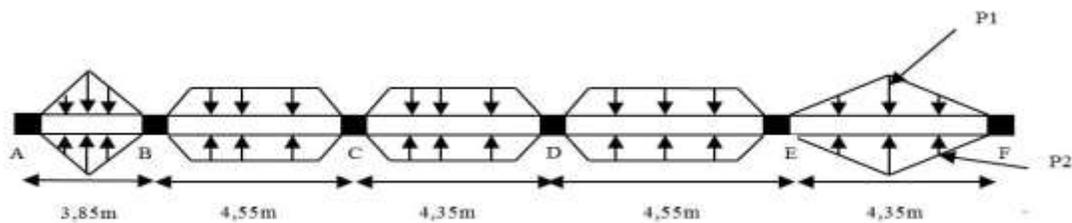


Figure V. 3. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens X-X

✓ Sens Y-Y :

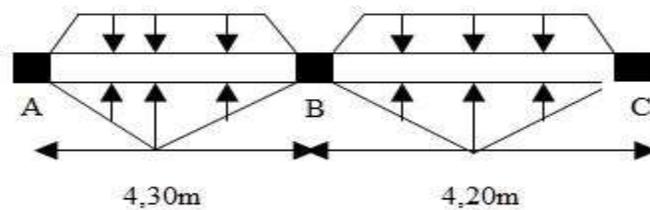


Figure V.4. Répartition des charges sur la nervure la plus sollicitée selon le sens Y-Y.

• **Calcul des sollicitations :**

Détermination de P_u et P_s :

On a :

$$\begin{cases} N'_u = N_u - N_{ner} = 42158.78 - 1.35 \times 1065.41 = 40720.48 \text{ KN} \\ N'_s = N_s - N_{ner} = 30751.92 - 1065.41 = 29686.51 \text{ KN} \end{cases}$$

Donc :

$$\begin{cases} P_u = \frac{N'_u}{S_{rad}} = \frac{40720.48}{167.58} = 242.99 \text{ KN/m}^2 \\ P_s = \frac{N'_s}{S_{rad}} = \frac{29686.51}{167.58} = 177.15 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

➤ Sens X-X

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau .V.5. Les chargements sur les travées sens X-X.

Chargement	Travée AB	Travée BC	Travée CD	Travée DE	Travée EF
$q_m^u \text{ (KN/m)}$	623.67	655	646	597.75	704.671
$q_m^s \text{ (KN/m)}$	454.68	539.53	583.97	435.79	386.06

➤ Sens Y-Y

Tableau.V.6. Les chargements sur les travées sens Y-Y.

Chargement	Travée AB	Travée BC
$q_m^u \text{ (KN/m)}$	726.70	757.22
$q_m^s \text{ (KN/m)}$	515.59	362.15

➤ **Calcul des sollicitations**

Les sollicitations sur les nervures sont calculées en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

• **Moments aux appuis :**

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

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

- **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.
 Dans le calcul des sollicitations on doit ajouter le poids des nervures.

Donc : $P_{ner}^U = 1.35 \times b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 1.35 \times 0.6 \times 0.75 \times 25 = 15.18 \text{ KN/m}$

$$P_{ser}^S = b_{a.pot} \times h_t \times \gamma_b = 0.6 \times 0.75 \times 25 = 11.25 \text{ KN/m}$$

Les sollicitations sont regroupées dans le tableau ci-après :

Sens X-X

Tableau.V.7. Tableau des sollicitations sens X-X.

Travées		M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	x_0 (m)	M_{tu} (KN.m)	V_g^u (KN)	V_d^u (KN)
AB	ELU	0	-1921.129	2.407	1564.362	1299.812	-1940.188
	ELS	0	-1778.82	3.141	742.958		
BC	ELU	-1463.718	-1355.294	3	966.282	1620	1620
	ELS	-1463.718	-1355.294	3	966.282	1620	1620
CD	ELU	-1463.718	-1355.294	3	966.282	1620	1620
	ELS	-1463.718	-1355.294	3	966.282	1620	1620
DE	ELU	-1463.718	-1355.294	3	966.282	1620	-1620
	ELS	-1463.718	-1355.294	3	966.282		
EF	ELU	-1921.129	-1778.824	2.859	742.958	1940.188	-1299.812
	ELS	0	0	3.593	1564.362		

Sens Y-Y :

Tableau.V.8. Tableau des sollicitations sens Y-Y.

Travées		M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	x ₀ (m)	M _{tu} (KN.m)	M _{ts} (KN.m)	V _g ^u (KN)	V _d ^u (KN)
AB	ELU	0	1576.175	1.646	983.944	766.832	1195.853	-1940.188
	ELS	-1576.175	-938.74					
BC	ELU	0	0	2.596	974.577	395.484	-1214.882	0
	ELS							
		0	0					

V.5.1.Ferraillage des nervures :

Le ferraillage des nervures se fera pour une section en T à la flexion simple.

Donnés : $\begin{cases} h = 0.65 \text{ m} ; h_0 = 0.3 \text{ m} \\ b_0 = 0.4 \text{ m} ; d = 0.6 \text{ m} \end{cases}$

✓ Sens X-X :

On a :

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

$$\frac{b - 0.6}{2} \leq \min\left(\frac{4.55}{2}; \frac{4.20}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.6}{2} \leq \min(2.27; 0.41) = 0.41\text{m}$$

Donc : b = 1.62m

✓ Sens Y-Y :

$$\frac{b - 0.7}{2} \leq \min\left(\frac{4.30}{2}; \frac{3.85}{10}\right) \Rightarrow \frac{b - 0.7}{2} \leq \min(2.15; 0.38) = 0.38\text{m} \rightarrow b = 146 \text{ cm}$$

On opte alors : $\begin{cases} \text{Sens x.x : } b = 162\text{cm} \\ \text{Sens Y.Y : } b = 146\text{cm} \end{cases}$

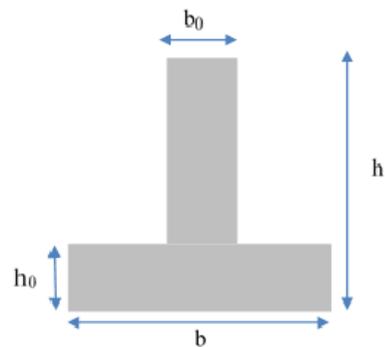


Figure.V.5. schéma des nervures

Les résultats de ferrailage sont regroupés dans le tableau ci-après :

Tableau .V.9. Calcul des ferrailages

Localisation			M _{max} (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	Choix des barres
x-x	Travée	Elu	1564.36	18.69	11.95	10HA16=20.11
		Els	742.958			
	Appui	Elu	1921.13	23.01	11.95	6HA20+4HA14=23.47
		Els	-1778.82			
y-y	Travée	Elu	983.944	11.73	10.50	6HA14+4HA12=13.76
		els	766.832			
	Appui	Elu	-1576.175	18.87	10.50	2HA14+8HA16=19.16
		Els	395.484			

➤ **Armatures transversales**

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{lmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t \leq \min(16; 18.5; 40) \text{mm}$$

Soit $\phi_t = 10 \text{mm}$ et $A_{trans} = 4\phi_{10} = 3,14 \text{ cm}^2$ (2 cadres ϕ_{10})

On adopte un espacement entre les armatures transversales $St = 15 \text{ cm}$.

➤ **Vérifications nécessaires**

✓ **Vérification des efforts tranchants à l'ELU**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d}$$

F.N $\Rightarrow \bar{\tau} < \min(0,1f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$

Selon le Sens (x): $\tau_u = \frac{1940.188 \times 10^{-3}}{1.62 \times 0.60} = 1.99 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Selon le Sens (y): $\tau_u = \frac{1940.188 \times 10^{-3}}{1.46 \times 0.60} = 2.21 \text{MPa} < \bar{\tau} = 2.5 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$

Donc : pas de risque de rupture par cisaillement.

✓ **Vérification des contraintes**

Tableau.V.10. Vérification des contraintes à l'ELS

Localisation		M _s (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs.	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}$ (MPa)	Obs.
X-X	Travée	237.36	13.0 9	787157	1.23<15	Vérifiée	66.32<201,63	Vérifiée
	Appui	364.19	14.0 0	895858	2.78<15	Vérifiée	136.92<201,63	Vérifiée

Y-Y	Travée	421.36	11.7 2	558919	1.61<15	Vérifiée	99.37<201,63	Vérifiée
	Appui	428.78	13.5 6	723858.92	0.72<15	Vérifiée	37.16<201,63	Vérifiée

Schéma de ferrailage des nervures



Figure .V.6. Ferrailage des nervures sens X-X.

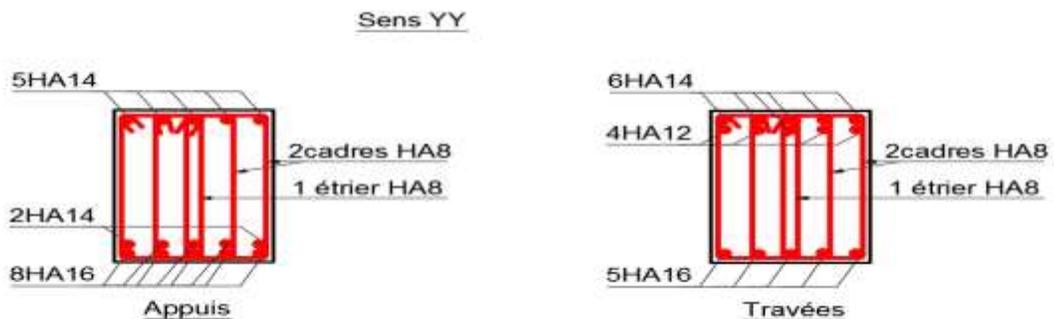


Figure .V.7. Ferrailage des nervures sens Y-Y.

V.6. Voile périphérique :

V.6.1. Introduction :

Selon le **RPA99**, les ossatures au-dessus du niveau de base du bâtiment, doivent comporter un voile périphérique contenu entre le niveau des fondations et le niveau de base, il doit satisfaire les exigences minimales suivantes :

- L'épaisseur minimale est de 15 cm.
- Il doit contenir deux nappes d'armatures.
- Le pourcentage minimal des armatures est de 0.1% dans les deux sens.

Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante

V.6.2: Dimensionnement des voiles :

- La hauteur $h=8.4$
- La longueur $L=4.25$
- L'épaisseur $e=20\text{cm}$

Caractéristiques du sol

Poids spécifique $\gamma_h = 10\text{KN/m}^3$

Cohésion $c = 0\text{ bar}$

Angle de frottement : $\varphi = 35$

➤ **Evaluation des charges et surcharges**

Le voile périphérique est soumis aux chargements suivants :

✓ **La poussée des terres**

$$G = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right)$$

$$G = 8.4 \times 10 \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}\right) - 2 \times 0 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{35}{2}\right) = 22.76\text{KN/m}^2$$

✓ **Surcharge accidentelle**

$$q = 10\text{KN/m}^2$$

$$Q = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \Rightarrow Q = 2.71\text{KN/m}^2$$

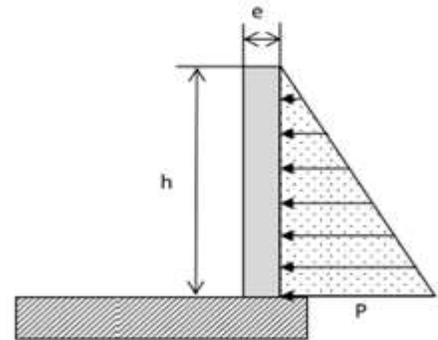


Figure.V.8. Poussée des terres sur les voiles périphériques

V.6.3. Ferrailage du voile :

Le voile périphérique sera calculé comme une dalle pleine sur quatre appuis uniformément

Chargée, l'encastrement est assuré par le plancher, les poteaux et les fondations.

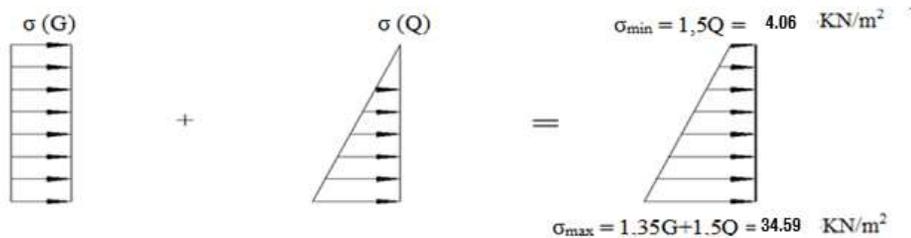


Figure.V.9. Répartition des contraintes sur le voile

Le diagramme des contraintes est trapézoïdal, donc :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 34.59 + 4.08}{4} = 26.96\text{KN/m}^2$$

$$q_u = \sigma_{moy} \times 1 \text{ ml} = 26.96 \text{KN/ml}$$

Pour le ferrailage on prend le plus grand panneau dont les caractéristiques sont

$$L_x = 2.4 \quad b = 1 \text{ m}$$

$$L_y = 4.25 \text{ m} \quad e = 0,20 \text{ m}$$

$$\rho = 2.4/4.25 = 0.56 > 0,4 \Rightarrow \text{Le voile porte dans les deux sens}$$

➤ **Calcul des moments isostatiques**

$$M_{0x} = \mu_x \times q \times l_x^2$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} \quad \rho = 0.56 \Rightarrow ELU \begin{cases} \mu_x = 0.0880 \\ \mu_y = 0.2500 \end{cases}$$

$$M_{0x} = 0.0880 \times 26.96 \times 2.4^2 = 13.66 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = 0.2582 \times 13.66 = 3.53 \text{KN.m}$$

✓ **Les moments corrigés**

$$M_x = 0,85 M_{0x} = 11.61 \text{KN.m}$$

$$M_y = 0,85 M_{0y} = 3.00 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5 M_{0x} = -5.8 \text{KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec : $A_{min} = 0,1\% \times b \times h$

Tableau .V.11. Ferrailage des voiles périphérique

Localisation		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (cm)	A_{cal} (cm ² /ml)	A_{min} (cm ² /ml)	$A_{adopté}$ (cm ² /ml)
Travée	X-X	11.61	0.024	0.03	0.167	1.68	2	4HA8 = 2.01 cm ²
	Y-Y	3.00	0.008	0.01	0.169	0.41	2	4HA8 = 2.01 cm ²
Appui		5.8	0.01	0.02	0.169	0.98	2	4HA8 = 2.01 cm ²

✓ **Espacements**

$$\text{Sens x-x : } S_t \leq \min(2e ; 25 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm}$$

$$\text{Sens y-y : } S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 32 \text{ cm}$$

✓ **Vérifications**

$$\rho = 0.56 > 0,4$$

$$e = 20 \text{ cm} > 12$$

$$A_x^{min} = \frac{\rho_0}{2} \times (3 - \rho) b \times e$$

$$A_x^{min} = \frac{0.0008}{2} (3 - 0.56) 100 \times 20 = 1.95 \text{cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 \times b \times e = 0.0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0,1\% \times b \times h = 0,001 \times 20 \times 100 = 2 \text{cm}^2$$

✓ Calcul de l'effort tranchant

$$V_u^x = \frac{q_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{26.96 \times 2.5}{2} \times \frac{4.25^4}{2.5^4 + 4.25^4} = 30.10KN$$

$$V_u^y = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{L_x^4}{L_x^4 + L_y^4} = \frac{26.96 \times 4.25}{2} \times \frac{2.5^4}{2.5^4 + 4.25^4} = 6.13KN$$

✓ Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que

$$\tau_u = \frac{V}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = 0.177 MPa \leq \bar{\tau}_u = 1.17 MPa$$

➤ Vérification A L'ELS

$$\rho = 0.56 \Rightarrow ELS \begin{cases} \mu_x = 0.0923 \\ \mu_y = 0.4254 \end{cases}$$

$$\sigma_{max} = G + Q = 22.76 + 2.71 = 25.47 KN/m^2$$

$$\sigma_{min} = Q = 2.71 KN/m^2$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 25.47 + 2.71}{4} = 19.78 KN/m^2$$

$$q_s = \sigma_{moy} \times 1 ml = 19.78 KN/ml$$

✓ Calcul des moments isostatiques

$$M_{0x} = 0.0923 \times 19.78 \times 2.4^2 = 10.59KN.m$$

$$M_{0y} = 0.4254 \times M_{0x} = 4.50KN.m$$

✓ Les moments corrigés

$$M_x = 0.85 M_{0x} = 9.00KN.m$$

$$M_y = 0.85 M_{0y} = 3.82KN.m$$

$$M_{ax} = M_{ay} = -0,5M_{0x} = -5.29KN.m$$

✓ Vérification des contraintes

Tableau.V.12. Vérifications des contraintes à l'ELS

Localisation		M ^s KN.m	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} ≤ σ̄ _{bc} (MPa)	Obs.	σ _{st} ≤ σ̄ _{st} (MPa)	Obs.
Travée	x-x	9.00	2.91	6807	0.52 < 15	Vérifiée	38.01 ≤ 201,63	Vérifiée
	y-y	3.82	2.91	6807	0.22 < 15	Vérifiée	16.17 ≤ 201,63	Vérifiée
Appui		5.29	2.90	6807	0.31 < 15	Vérifiée	22.36 ≤ 201,63	Vérifiée

➤ Schéma de ferrailage du voile périphérique :

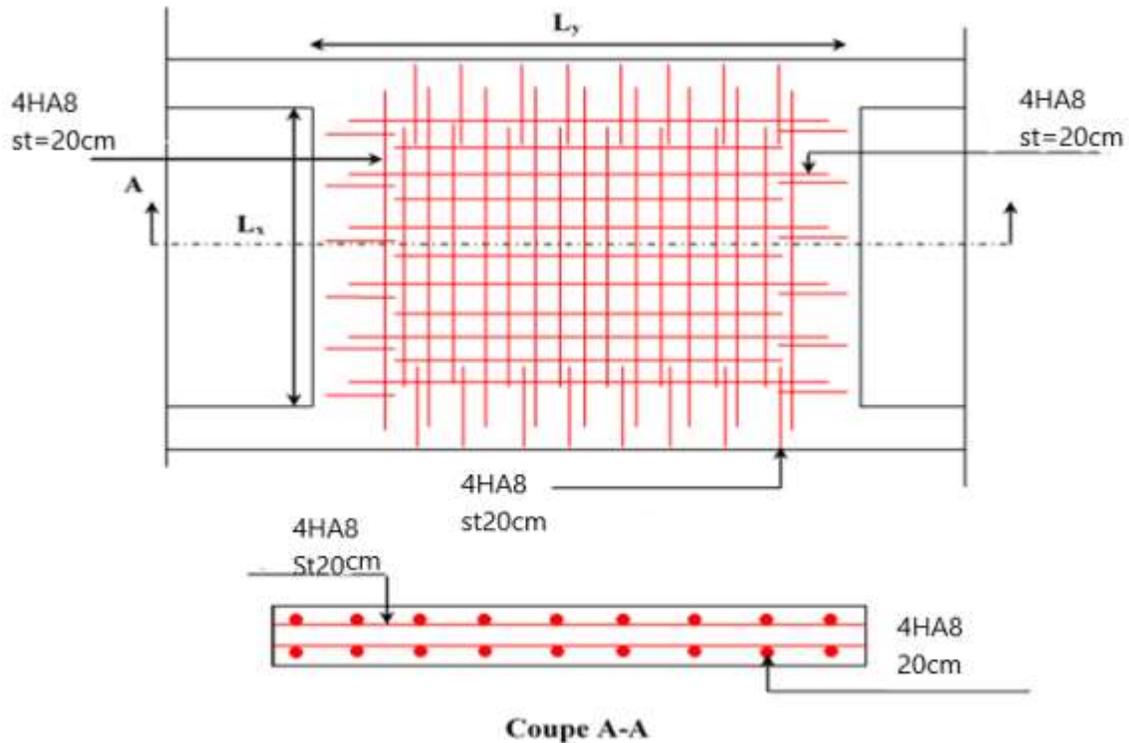


Figure.V.10. Schéma de ferrailage du voile périphérique

V.7.Conclusion :

D'après l'étude de ce chapitre, on constate qu'une fondation est un organe de transmission des charges de la superstructure au sol, elle ne peut donc être calculée que lorsqu'on connaît :

- ✓ La superstructure, ses caractéristiques géométriques et ses charges.
- ✓ Les caractéristiques mécaniques du sol.

Dans notre cas nous avons optés pour un radier, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- ✓ L'augmentation de la surface de la semelle, qui minimise la force de pression apporté par la structure.

La réduction du tassement différentielle

Conclusion générale

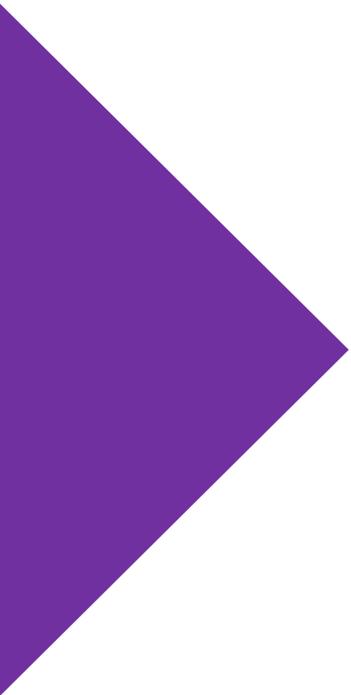
L'étude de cette structure m'a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir ma connaissance déjà acquises durant mon cursus sur la conception et le calcul des différentes structures conformément à la réglementation en vigueur. D'une autre part, cette étude m'a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil, ces contraintes architecturales influentes directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes.

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme.

- Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.
- Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (Effet P- delta).
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Pour éviter la formation des rotules plastiques au niveau des poteaux, nous avons vérifié les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
- Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux, et leur mise en œuvre. Une construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre.

Outre la résistance, l'économie est un facteur très important qu'on peut concrétiser en jouant sur le choix de section du béton et d'acier dans les éléments résistants de l'ouvrage, tout en respectant les sections minimales requises par le règlement en vigueur.



Annexes

Annexe 01

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	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 02

Méthodes de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Pour le calcul des moments sur les poutrelles, les deux méthodes les plus utilisées sont :

- ✓ Méthode forfaitaire.
- ✓ Méthode de CAQUOT.

III.2.1.2. La méthode forfaitaire

Le **BAEL91 (Article.III,4)** propose une méthode simplifiée dite méthode forfaitaire. Elle est applicable que si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée, $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.
- Le rapport des portées successives (L_i / L_{i+1}) est compris entre 0.8 et 1.25.
avec l_i, l_{i+1} : longueur entre nu d'appui de deux portées successive.
- Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.
- La fissuration est considérée peu nuisible (FPN) et ne comprend pas la tenue du béton armé ni celle de revêtement.

a. Principe de la méthode forfaitaire

➤ Les moments fléchissant

✓ En travée

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

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

$$2) \quad \begin{cases} M_t \geq \frac{1.2 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée de rive.} \\ M_t \geq \frac{1 + 0.3 \times \alpha}{2} \times M_0 \dots \dots \dots \text{Pour une travée intermédiaire} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } M_0 = \frac{p \times l_i^2}{8}$$

p : La charge répartie à l'état limite considéré.

M_0 : Moment isostatique maximal de la travée indépendante.

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

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

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

✓ En appuis

La valeur absolue de chaque moment sur appui intermédiaire doit être au moins égale à :

- $0.6 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à deux travées.
- $0.5 \times M_0$: pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.
- $0.4 \times M_0$: pour les appuis intermédiaires pour une poutre à plus de trois travées.

Remarques

- De part et d'autre de chaque appui intermédiaire. On retient pour la vérification des sections la plus grande des valeurs absolues des moments évalués à gauche et à droite de l'appui considéré.
- Ainsi que d'après le **RPA99** le moment des appuis de rive égal à 15% du moment isostatique encadrant de l'appui considéré ($0.15M_0$).

➤ Evaluation des efforts tranchants

On peut évaluer l'effort tranchant par la méthode de RDM, en tenant compte de la continuité :

$$V = V_0 + \frac{M_g + M_d}{l_i}$$

$$V_0 = \frac{ql_i}{2}$$

M_g et M_d sont des moments sur appuis, on les prend avec leurs signes (signe négatifs (-)).

V_0 : L'effort tranchant isostatique

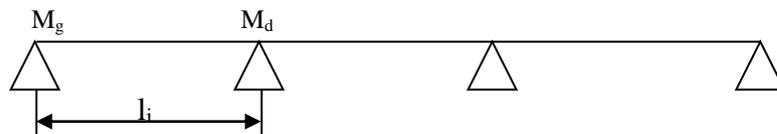


Schéma statique de la poutrelle

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 :

- 1) De 15% si la poutre a deux travées :

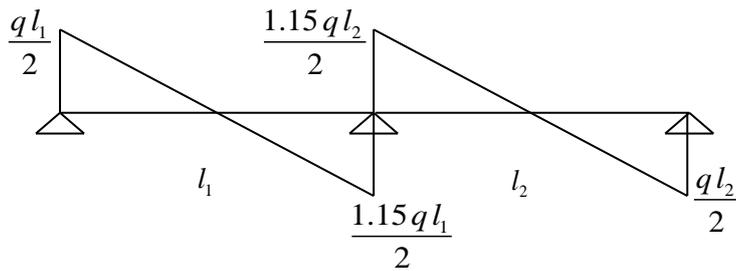


Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

2) De 10% si une poutre a plus de deux travées :

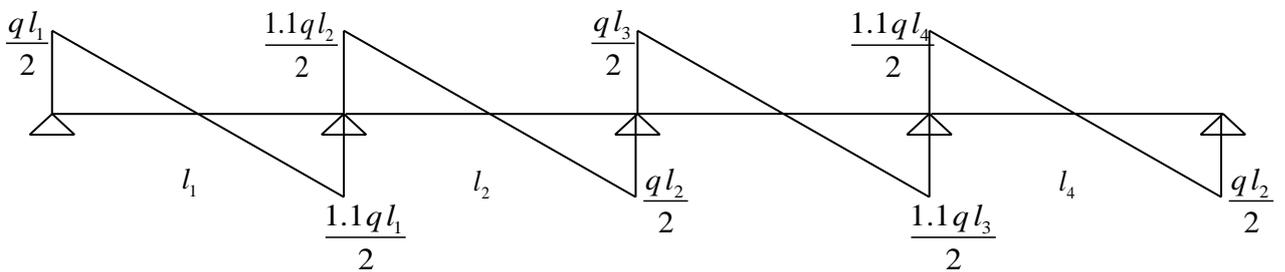


Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

III.2.1.3. Méthode de Caquot

a. Conditions d'application

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite.

b. Principe de la méthode

Cette méthode est basée sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifiée et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

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

➤ Evaluation des moments

✓ En appuis

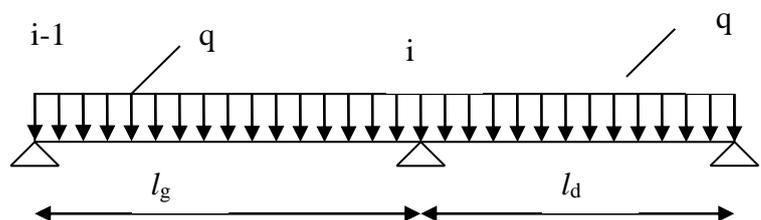


Schéma statique de la poutrelle.

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

$$l' = \begin{cases} l & \text{travée de rive.} \\ 0,8l & \text{travée intermédiaire} \end{cases}$$

l'_g, l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite.

q_g, q_d : Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.

✓ **En travée**

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

M_0 : Moment statique.

$$M_0(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l - x)$$

$$M(x) = \frac{P_u \times x}{2}(l - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \frac{x}{l}$$

$$dM(x)/dx = 0 \rightarrow x = x_0$$

$$x_0 = \frac{l}{2} + \left[\frac{M_g - M_d}{l \times P_u} \right]$$

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

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

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

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

Annexe 03

Tableau des Armatures
(En cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Bibliographie

- ◆ **D.T.R.- B.C. 2.48** : Règles parasismiques Algériennes RPA99/version2003

- ◆ **D.T.R.- B.C. 2.41** : CBA93: code du béton armé.

- ◆ **Règles BAEL 91 modifiées 99** : Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites

- ◆ **DTR B.C.2.2** : Charges permanentes et surcharges d'exploitation .OPU; 1989

- ◆ **CHARET. Y** : calcul des ouvrage en béton armé (règles CBA 93 RPA 2003); OPU 2004

- ◆ **J.P. MOUGIN** : BAEL 91 modifié 99 et DTU associés. Béton armé 2^{eme} Edition 2000.

- ◆ Autres documents consultés :
 - Mémoires de fin d'études
 - Cahier de cours de cursus.

- ◆ Logicielles utilisé
 - Etabs 2016
 - Excel2007
 - SECOTEC
 - AUTOCAD 2012