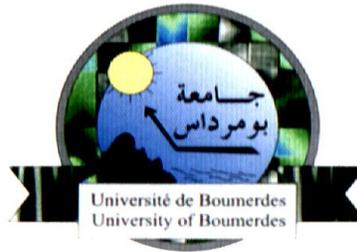


**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOQRATIQUE ET POPULAIR
MINISTER DE L'ENSIENGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE**

**UNIVERSITE M'HAMED BOUGUERRA BOUMERDES
FACULTE DES SCIENCES DE L'INGENIEUR
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL**



Mémoire de fin d'étude

En vue de l'obtention du diplôme Master En Génie Civil

Option : structure et construction

Thème

**Etude d'un bâtiment (R+5) à usage
d'habitation et commerce contreventé
par des voiles**

Présenté par

BOUKENDAKDJI Anis

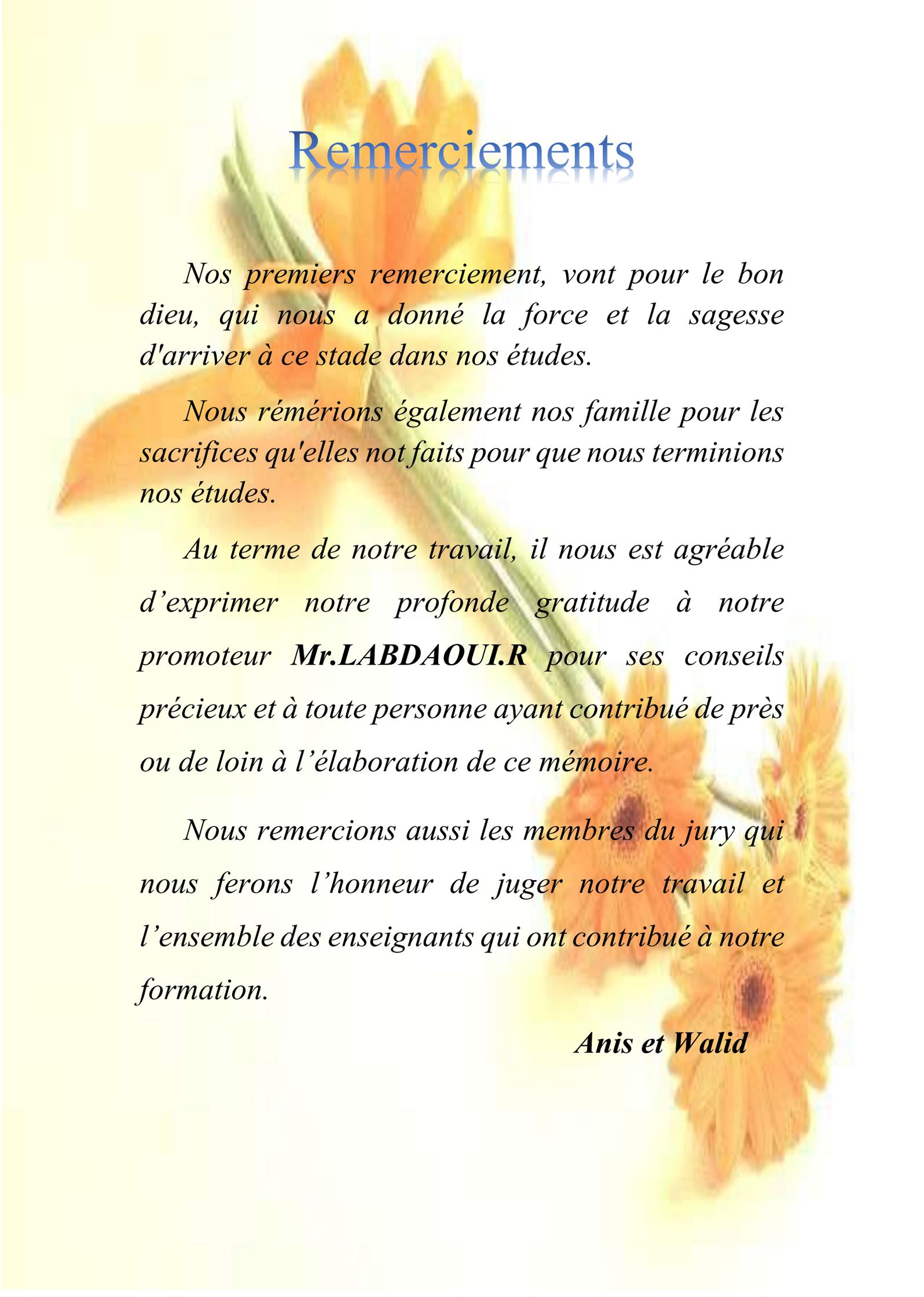
HADJOUT Walid

Encadré par

Mr.LABDAOUI.R

Promotion 2018/2019

Remerciements



Nos premiers remerciements, vont pour le bon dieu, qui nous a donné la force et la sagesse d'arriver à ce stade dans nos études.

Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles nous ont faits pour que nous terminions nos études.

*Au terme de notre travail, il nous est agréable d'exprimer notre profonde gratitude à notre promoteur **Mr.LABDAOUI.R** pour ses conseils précieux et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce mémoire.*

Nous remercions aussi les membres du jury qui nous feront l'honneur de juger notre travail et l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation.

Anis et Walid



Dédicace

Je dédie ce travail :

*A mes très chers parents qui m'ont soutenue et
encouragé.*

A mes petits frères.

*A mes amis avec qui j'ai passé des moments
inoubliables.*

A tous qui m'ont aidé de prêt ou de loin.

Boukendakdji Anis



Dédicace

Je dédie ce modeste travail :

*Ma chère mère et mon cher père qui m'ont aidés
durant toute ma vie.*

Mes sœurs et ma nièce.

Mes oncles, mes tantes et leurs enfants.

Mes chers amis.

A toute l'équipe de groupe AMENHYD.



Walid

SOMMAIRE

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

I.1) Introduction	1
I.2) Présentation de l'ouvrage	1
I.3) Caractéristiques géométriques	1
I.4) Ossature	2
I.4.1) Classification du bâtiment selon (RPA 99 versions 200).....	2
I.4.2) Plancher.....	2
I.4.3) Escaliers.....	2
I.4.4) Maçonnerie.....	2
I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	3
I.5.1) Béton	3
I.5.2) Aciers	7
I.6) Hypothèses de calcul	9
I.7) Protection des aciers : (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4)	10

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

II.1) Introduction	11
II.2) Pré-dimensionnement des planchers	11
II.3) Pré-dimensionnement des Poutres	15
II.4) Pré-dimensionnement des escaliers	16
II.5) Pré-dimensionnement des balcons	18
II.6) Pré-dimensionnement de l'acrotère	19
II.7) Pré-dimensionnement des voiles	19
II.8) surcharge d'exploitation.....	21
II.9) Pré-dimensionnement des poteaux	21

Chapitre III : Calcul de l'élément secondaire.

III.1) Calcul des balcons	25
III.1.1) Introduction	25
III.1.2) Les charges	25
III.1.3) Calcul des sollicitations	25
III.1.4) Ferrailage a L'ELU	26
III.1.5) Vérification à l'ELU	27
III.1.6) Vérification à l'ELS	28

SOMMAIRE

III.2) Etude de l'acrotère	29
III.2.1) Introduction	29
III.2.2) Calcul des sollicitations	30
III.2.3) Combinaison des charges.....	31
III.2.4) Ferrailage a L'ELU.....	31
III.2.5) Vérification à l'ELU	32
III.2.6) Vérification à l'ELS	33
III.3) L'escalier	34
III.3.1) Introduction	34
III.3.2) Sollicitation de calcul	34
III.3.3) Combinaisons des charges	34
III.3.4) Ferrailage a L'ELU	35
III.3.5) Vérification à l'ELU	39
III.3.6) Vérification à l'ELS	40
III.4) Etude des planchers	43
III.4.1) Dalle de compression.....	43
III.4.2) Calcul des poutrelles	44
III.4.3) Ferrailage a L'ELU	49
III.4.4) Vérification à l'ELU	52
III.4.5) Vérification à l'ELS	52
III.5) Dalle pleine	55
III.5.1) Introduction	55
III.5.2) charges et surcharge et leurs combinaisons	55
III.5.3) Principe de la méthode de calcul	56
III.5.4) Calcul des moments	57
III.5.5) Ferrailage a L'ELU	58
III.5.6) Vérification à l'ELU	59
III.5.7) Vérification à l'ELS	59
III.6) poutre palière.....	60
III.6.1) Prédimensionnement.....	60
III.6.2) Armatures longitudinales	60
III.6.3) Armatures transversale	60
III.6.4) Vérifications	61

SOMMAIRE

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique.

IV.1) Intrioduction	62
IV.2) L'étude dynamique	62
IV.2.1) Objectif de l'étude dynamique	62
IV.2.2) Présentation du logiciel de calcul ETABS	62
IV.2.3) Modélisation de la structure étudiée.....	63
IV.2.4) La disposition des voiles	64
IV.2.5) Caractéristiques géométrique du bâtiment.....	64
IV.3) Modélisation dynamique	67
IV.3.1) Introduction	67
IV.3.2) Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique.....	68
IV.3.3) Choix de la méthode de calcul	69
IV.3.4) Application de la méthode dynamique modale spectrale	69
IV.3.5) Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale	74
IV.4) Les vérifications des exigences de RPA99/Version 2003	77
IV.4.1) vérification vis-à-vis des déplacements inter étage.....	77
IV.4.2) Vérification vis-à-vis de l'effet P- Δ :(RPA 99version 2003 Art5-9)	78
IV.4.3) Vérification de l'effort normal réduit	80
IV.4.4) Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/V03.Art4.3.6)	80
IV.4.5) Vérification de la stabilité au renversement	81

Chapitre V : Ferrailages des éléments principaux.

V.1) Introduction.....	83
V.2) Ferrailage des Poteaux	83
V.2.1) les combinaisons d'action	83
V.2.2) Armatures longitudinales	83
V.2.3) Armatures transversales.....	85
V.2.4) Vérification	88
V.2.5) Schéma de ferrailage des poteaux	90
V.3) Ferrailage des poutres	90
V.3.1) les combinaisons d'action	91
V.3.2) Recommandation du RPA99/V03 en zone III : (Art 7.5.2)	91
V.3.3) Recommandation du BAEL 91	92
V.3.4) Calcul des armatures longitudinale.....	92
V.3.5) Calcul des armatures transversales.....	93
V.3.6) Vérification	95

SOMMAIRE

V.4) Ferrailage des voiles.....	98
V.4.1) Introduction	98
V.4.2) Détermination des armatures	100
V.4.3) Ferrailage des voiles.....	102
V.4.4) Vérification	108
V.5) Etude thermique.....	109
V.5.1) Introduction	109
V.5.2) Effet de la température.....	109
V.5.3) Coefficient dilatation.....	110
V.5.4) Coefficient thermique	110
V.5.5) Résultat de calcul	110
 Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.	
VI.1) Introduction	111
VI.2) Etude De Sol	111
VI.3) Type des fondations	111
VI.4) Facteur de choix de type de fondation.....	112
VI.5) Choix de type Fondation	112
VI.6) Etude du radier	113
VI.6.1) Introduction	113
VI.6.2) Dimensionnement du radier	114
VI.6.3) Calcul du radier.....	115
VI.6.4) Vérification	116
VI.7) Ferrailage du radier	121
VI.7.1) contrainte de calcule de ferrailage	121
VI.7.2) Ferrailage de la dalle	121
VI.7.3) Calcul des nervures	124
VI.7.4) Ferrailage du débord	130

Chapitre I : présentation de l’ouvrage.

Tableau I.1 : contrainte limite à l’ELU5

Tableau I.2 : valeur de θ 5

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Tableau II.1 : les charges permanentes d’un plancher corps creux étage terrasse.....13

Tableau II.2 : les charges permanentes d’un plancher dalle plein étage terrasse.....14

Tableau II.3 : les charges permanentes d’un plancher étages courants en corps14

Tableau II.4 : les charges permanentes d’un plancher dalle plein étage courants.....14

Tableau II.4 : les charges permanentes du palier18

Tableau II.5 : les charges permanentes du paillasse18

Tableau II.6 : les charges permanentes d’un balcon19

Tableau II.7 : Charge permanente applique sur le poteau22

Tableau II.8 : surcharge applique sur le poteau..23

Tableau II.9 : pré-dimensionnement des poteaux.....24

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.1 : Vérification de la contrainte dans le béton et dans l’acier.....40

Tableau III.2 : Charge et surcharge et combinaisons de charges.45

Tableau III.3 : Moment et Effort tranchants à L’ELU47

Tableau III.4 : Moment et Effort tranchants à L’ELS.....47

Tableau III.5 : les efforts maximaux en appuis et en travées (ELS ; ELU).....48

Tableau III.6 : Vérification de la contrainte dans le béton et dans l’acier.....52

Tableau III.7 : Evaluation des charges.....55

Tableau III.8 : Calcul des moments sur appuis.....57

Tableau III.9 : Calcul des moments en travée58

Tableau III.10 : Ferrailage de la dalle58

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte dans le béton et dans l’acier59

Tableau III.12 : ferrailage de la poutre palière.60

Tableau III.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement.....61

LISTE DES TABLEAUX

Tableau III.14 : Vérification de la contrainte dans le béton.....	61
--	-----------

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique.

Tableau IV.1 : Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage.....	67
Tableau IV.2 : valeurs des pénalités P_q	71
Tableau IV.3 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.....	73
Tableau IV.4 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales.....	73
Tableau IV.5 : Périodes, modes et facteurs de massiques modes participation	75
Tableau IV.6 : Déplacement inter-étage dans le sens (x-x).....	78
Tableau IV.7 : Déplacement inter-étage dans le sens (y-y)..	78
Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.....	79
Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y.....	79
Tableau IV.10 : vérification de l'effort normal réduit.....	80
Tableau IV.11 : résultat des calcule de l'effort tranchant.	81
Tableau IV.12 : résultat des vérifications de la stabilité au renversement	82

Chapitre V : Ferrailages des éléments principaux.

Tableau V.1 : Situation durable et accidentelle.....	83
Tableau V.2 : Ferrailage maximale et minimale.....	85
Tableau V.3 : Choix des armatures longitudinales des poteaux.	85
Tableau V.4 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.....	87
Tableau V.5 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	88
Tableau V.6 : Vérification des contraintes.	89
Tableau V.7 : Armatures longitudinales des poutres non lie aux voiles.....	93
Tableau V.8 : Armatures longitudinales des poutres lie aux voiles..	93
Tableau V.9 : vérification des contraintes tangentielles.....	95
Tableau V.10 : influence sur le béton.....	96
Tableau V.11 : influence sur les armatures.....	96
Tableau V.12 : condition de l'adhérence des barres	97

LISTE DES TABLEAUX

Tableau V.13 : vérification des contraintes.....	97
Tableau V.14 : Ferrailage des voiles j-45.....	104
Tableau V.15 : Ferrailage des voiles A-45.....	105
Tableau V.16 : Ferrailage des voiles 7-AB.....	106
Tableau V.17 : Ferrailage des voiles 3-IJ.....	107
Tableau V.18 : Vérification des contraintes de cisaillement.....	108
Tableau V.19 : Vérification à L'ELS	109

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.

Tableau VI.1 : vérification de la stabilité au renversement.....	113
Tableau VI.2 : vérification des contraintes.....	119
Tableau VI.3 : vérification des contraintes.....	120
Tableau VI.4 : vérification de la stabilité au renversement du radier.	120
Tableau VI.5 : contrainte moyenne de la superstructure	121
Tableau VI.6 : résultats de calcul des moments	122
Tableau VI.7 : ferrailage du panneau de rive à l'ELU.....	122
Tableau VI.8 : Vérification du panneau de rive à l'ELS.....	123
Tableau VI.9 : résultats de calcul des moments	123
Tableau VI.10 : ferrailage du panneau intermédiaire à l'ELU	123
Tableau VI.11 : Vérification du panneau intermédiaire à l'ELS.....	123
Tableau VI.12 : Evaluation de la charge.....	124
Tableau VI.13 : Ferrailage des nervures en appuis.....	125
Tableau VI.14 : Ferrailage des nervures en travée	125
Tableau VI.15 : Ferrailage des nervures en appuis.....	126
Tableau VI.16 : Ferrailage des nervures en travée.	126
Tableau VI.17 : vérification de l'effort tranchant	126
Tableau VI.18 : vérification des contraintes appuis.....	127
Tableau VI.19 : vérification des contraintes travée.....	127
Tableau VI.20 : vérification des contraintes appuis	128
Tableau VI.21 : vérification des contraintes travée.....	129

Chapitre I : présentation de l’ouvrage.

Figure I.1 : Vue par satellite du lieu de projet.....	2
Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du Béton	6
Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du Béton à l'ELS	7
Figure I.4 : Diagramme (contrainte- déformation) de l’acier	8

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments.

Figure II.1 : Planchers en corps creux	11
Figure II.2 : Dalle plein.....	13
Figure II.3 : schéma d’escalier	17
Figure II.4 : schéma de l’acrotère.....	19
Figure II.5 : Coupe de voile en élévation.....	20
Figure II.6 : Coupes de voiles en plan	20
Figure II.7 : poteau le plus sollicité.....	22

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III.1 : Schéma statique de balcon	25
Figure III.2 : Schéma statique de balcon à L’ELU et à L’ELS	26
Figure III.3 : diagramme des moments (ELU ; ELS)	26
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de balcon	29
Figure III.5 : schéma statique de l’acrotère.....	30
Figure III.6 : schéma de ferrailage de l’acrotère	34
Figure III.7 : schéma statique des escaliers à l’ELU et L’ELS.....	35
Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant (l’ELU , l’ELS)...	37
Figure III.9 : Schéma de ferrailage de l’escalier	43
Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l’ELU.....	48
Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchant à l’ELU	48
Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l’ELS	49
Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchant à l’ELS.....	49
Figure III.14 : Schéma de ferrailage des poutrelles	55
Figure III.15 : Coupe verticale de la dalle pleine	59

Chapitre IV : Etude dynamique et sismique

Figure IV.1 : La disposition des voiles.....	64
Figure IV.2 : La forme finale du bâtiment en 3D	65
Figure IV.3 : Vu en plan du RDC	65
Figure IV.4 : Vu en plan de l'étage courant et terrasse.....	66
Figure IV.5 : Diagramme de spectre de calcul	74
Figure IV.6 : 1^{ere} mode de vibration	76
Figure IV.7 : 2^{eme} mode de vibration	76
Figure IV.8 : 3^{eme} mode de vibration	77
Figure IV.9 : Moment renversant.....	82

Chapitre V : Ferrailages des éléments principaux.

Figure V.1 : Ferrailage poteau (50×50)	90
Figure V.2 : Ferrailage poteau (45×45)	90
Figure V.3 : Ferrailage poteau (40×40).	90
Figure V.4 : disposition des voiles	99
Figure V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99.....	100
Figure V.6 : Ferrailage du trumeau dans les voiles.	102

Chapitre VI : L'étude de l'infrastructure.

Figure VI.1 : radier nervuré.....	114
Figure VI.2 : dimension du radier.	114
Figure VI.3 : Diagramme des contraintes.. ..	119
Figure VI.4 : Schéma statique du panneau le plus sollicité.....	125

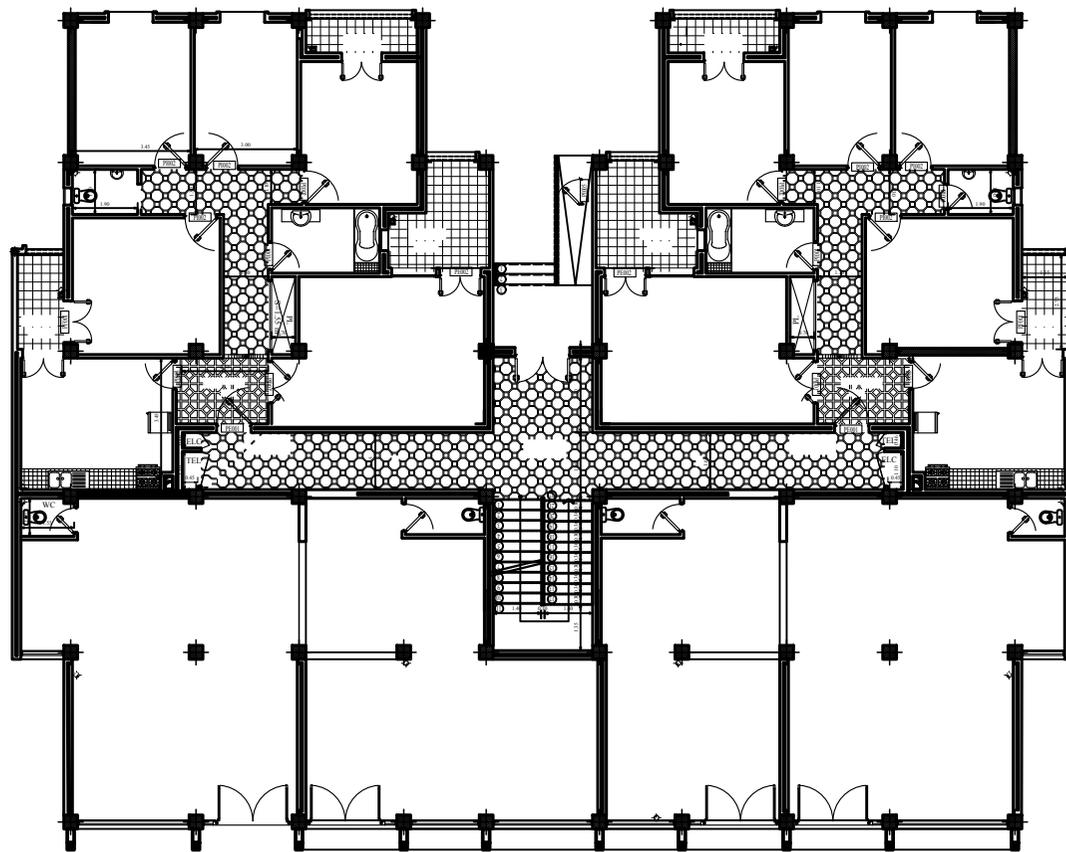
Liste des symboles

A	Coefficient d'accélération de zone, aire d'une section.
B	aire d'une section de béton.
BAEL	Béton armé à l'état limite.
Br	Section du béton.
D_i	Facteur d'amplification dynamique.
E	Module d'élasticité longitudinale (module de YOUNG).
E_{ij}	Module de déformation instantanée du béton.
E_{vj}	Module de déformation différée du béton.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
ELS	Etat limite de service.
ELU	Etat limite ultime.
e	Epaisseur, excentricité.
FP	Fissuration préjudiciable.
FPP	Fissuration peu préjudiciable.
FTP	Fissuration très préjudiciables.
G	Charge permanente.
g	Largeur de la marche.
H	Hauteur totale du bâtiment.

I	Moment d'inertie.
K	Rigidité.
K_s	Coefficient du site.
L	Portée.
M	Moment, masse.
M_0	Moment en travée isostatique.
M_t	Moment en travée de la poutre considérée.
M_{ap}	Moment sur appuis.
M_u	Moment ultime.
N_G	Effort normal développé par les charges permanentes.
N_Q	Effort normal développé par les charges d'exploitation.
N_u	Effort normal ultime.
n	Nombre de niveaux.
P, W	Poids.
Q	Charge d'exploitation, facteur de qualité.
q	Densité de charge répartie.
R	Réaction ; Facteur de comportement de la structure.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
S	Surface de l'élément considéré, force sismique, moment statique.
St	Espacement entre armatures.

T	Effort tranchant, période.
V	Effort tranchant, vitesse, action sismique à la base.
Z	Bras de levier entre les aciers et le béton.
d'	Distance de barycentre des aciers comprimés à la fibre extrême la plus comprimée.
d	Distance de barycentre des aciers tendus à la fibre extrême la plus comprimée.
a	Cote du poteau carré.
b	Largeur de la poutre.
f	Flèche.
f_{bu}	Contrainte admissible de flambement.
f_{cj}	Résistance à la compression.
f_{tj}	Résistance à la traction.
f_e	limite élastique de l'acier.
I_f	Longueur du flambement.
α	Coefficient de sécurité ou flambement, angle, coefficient de participation.
γ	Poids volumique.
β	Coefficient de majoration dynamique.
γ_b	Coefficient de sécurité à prendre sur le béton.
γ_s	Coefficient de sécurité à prendre sur l'acier.

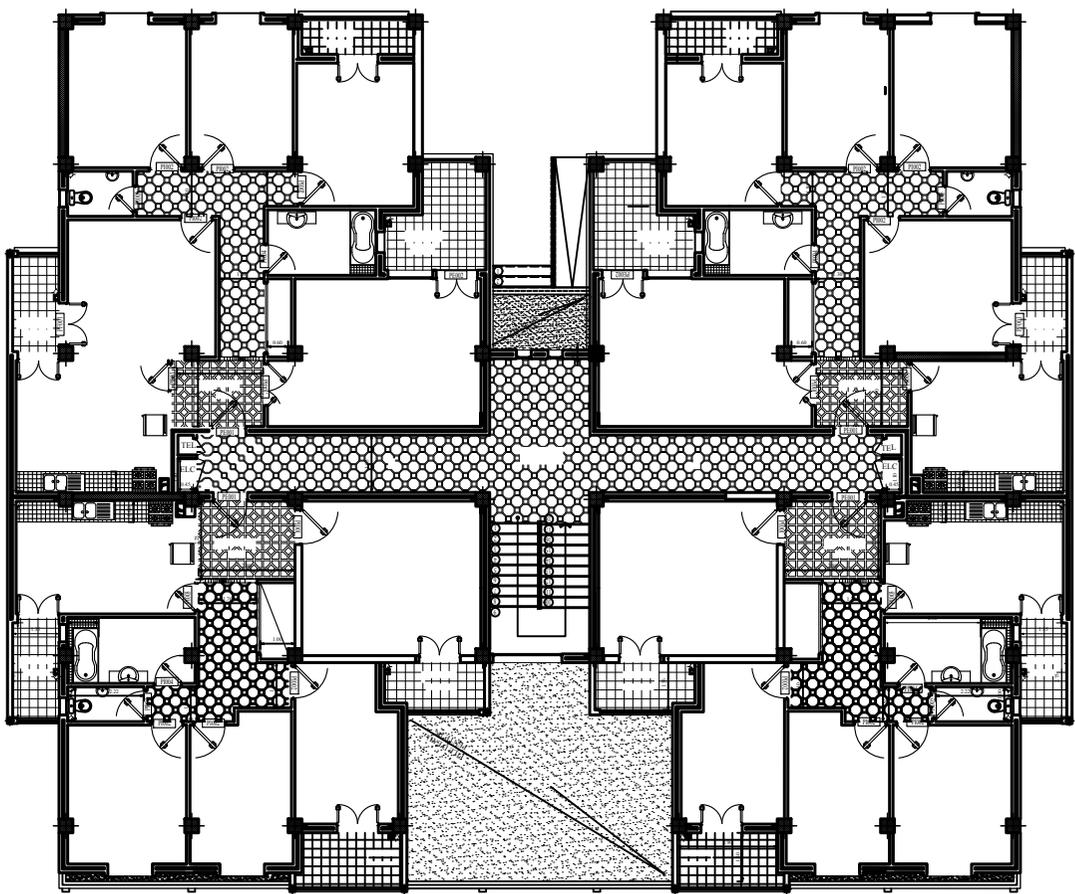
δ	Coefficient de dimension, déplacement.
ε	Déformation relative du béton comprimé.
ε_b	déformation relative de l'acier tendu.
η	Coefficient de fissuration.
λ	Coefficient d'élanement.
σ	Contrainte normale.
σ_{bc}	Contraint de compression de béton.
$\overline{\sigma}_{bc}$	Contrainte limite de service du béton.
σ_s	Contrainte dans l'acier.
$\overline{\sigma}_s$	Contrainte limite de service de l'acier.
τ	Contrainte de cisaillement.
ν	Coefficient de poisson.
ω	Pulsation propre.
Φ_1	Diamètre des armatures longitudinales.
Φ_t	Diamètre des armatures transversales.



ESPACE	SURFACE M ²
LOCAL 01	66.90 M ²
LOCAL 02	54.55 M ²
LOCAL 03	61.80 M ²
LOCAL 04	66.90 M ²
SURFACE TOTALE	250.15 M²

F5	SURFACE M ²
SEJOUR	24.35 M ²
CUISINE	16.65 M ²
CHAMBRE 1	16.80 M ²
CHAMBRE 2	14.40 M ²
CHAMBRE 3	12.10 M ²
CHAMBRE 4	13.75 M ²
SDB	06.00 M ²
W.C.	02.45 M ²
HALL ET DEGAGE	16.30 M ²
RANGEMENTS	01.55 M ²
SURFACE HABITABLE	124.30 M²
BALCONS	10.85 M ²
SECHOIR	03.90 M ²
SURFACE TOTALE	139.05 M²

Université M'hamed BOUGARA Boumerdes		Faculté des Sciences de l'ingénieur département de Génie Civil	
Etudié par : BOUKENDAKDJI Anis HADJOUT Walid	Titre : Plan de d RDC		Promotion : 2018/2019
Dirigé par : Mr.LABDAOUI R			



F4	SURFACE M ²
SEJOUR	22.80 m ²
CUISINE	16.50 m ²
CHAMBRE 1	12.95 m ²
CHAMBRE 2	12.10 m ²
CHAMBRE 3	13.90 m ²
SDB	06.85 m ²
W.C.	02.20 m ²
HALL + DEGAGEMENT	15.60 m ²
RANGEMENTS	02.10 m ²
SURFACE HABITABLE	105.00 m²
BALCONS	08.65 m ²
SECHOIR	03.90 m ²
SURFACE TOTALE	117.55 m²

F5	SURFACE M ²
SEJOUR	24.35 m ²
CUISINE	16.65 m ²
CHAMBRE 1	16.80 m ²
CHAMBRE 2	14.40 m ²
CHAMBRE 3	12.10 m ²
CHAMBRE 4	13.75 m ²
SDB	06.00 m ²
W.C.	02.45 m ²
HALL ET DEGAGE	16.30 m ²
RANGEMENTS	01.55 m ²
SURFACE HABITABLE	124.30 m²
BALCONS	10.85 m ²
SECHOIR	03.90 m ²
SURFACE TOTALE	139.05 m²

Université M'hamed BOUGARA Boumerdes		Faculté des Sciences de l'Ingénieur département de Génie Civil	
Etudié par : BOUKENDAKDJI Anis HADJOUT Walid	Titre : Plan de l'étage courant		Promotion : 2018/2019
Dirigé par : Mr.LABDAOUI R			

Synthèse de l'étude de sol

Sur la base des données géologiques et des résultats obtenus, nous concluons que le terrain projeté pour le projet est :

Du point de vue topographie : le terrain est pratiquement plat.

Du point de vue hydrogéologique : Cependant au cours de notre intervention sur site nous avons détecté la présence d'eau à une profondeur allant de 7 m

Du point de vue géologique : Les coupes lithologiques des sondages réalisés ; mettent en évidence une couche superficielle de terre végétale et/ou remblais d'environ (0.70 d'épaisseur) qui surmonte une couche de sable graveleux peu argileux suivi d'une couche de marne limoneuse de couleur jaunâtre altérés en surface compacte de la de 6.00m de profondeur.

Du point de vue fondation : Compte tenu de la nature du sol, ainsi que des résultats des essais in situ et du laboratoire, nous proposons de fonder sur des semelles superficielles ancrées à **1.50m** de profondeur après décapages la couche superficielle avec une contrainte admissible de **1.5 Bars.**

Du point de vue sismicité : il est à souligner que la région de Ain Taya se situe en zone sismique (zone III), de ce fait il est impératif de tenir compte des nouveaux paramètres parasismiques établis par le CGS dans l'ADDENDA au RPA99.

Du point de vue Classification du site :

- La classification du site est basée sur les valeurs moyennes de la pression limite << pl >> et le module pressiométrique << E >>, de ce fait le site est classé en catégorie S3 (site meuble)
- Selon la classification de DTR-Be1.2 1, le sol rencontré est classé comme un terrain moyen compact

Introduction

Introduction générale

Le souci principal de l'ingénieur en bâtiment est de concevoir des structures capables de résister aux secousses sismique par la création de systèmes structuraux combinant de manière optimale les propriétés mécaniques et géométriques de leurs éléments.

Dans ce contexte, notre travail consiste à analyser et à étudier un ouvrage (R+5 à usage habitation plus commerce) en béton armé implanté dans une zone de forte sismicité en appliquant les règles de conception imposé par le règlement parasismique algérien (**RPA99/version 2003**). Notre manuscrit est organisé en quatre grandes parties.

La première partie s'articule autour de la présentation du projet, pré-dimensionnement des éléments et le calcul des éléments secondaires. La deuxième partie vise à la conception parasismique de notre ouvrage ainsi que le calcul sismique. La troisième partie a pour objectif le calcul du ferrailage des éléments principaux à savoir poteau, poutre, voile. La dernière partie traite du choix du type de fondation à adopter ainsi que le ferrailage de l'infrastructure.

Chapitre I
Présentation de l'ouvrage

I.1) Introduction :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels ; structuraux et formels, ce qui oblige l'ingénieur à tenir compte des données suivantes :

- L'usage.
- La résistance et la stabilité.
- Les exigences architecturales, fonctionnelles et esthétiques.
- Les conditions économiques.

Notre projet de fin d'études, consiste à étudier et calculer les différents éléments résistants d'un bâtiment (**R+5**) à usage multiple (habitation et commercial) en ossature mixte (poteaux, poutres et voiles) avec une terrasse inaccessible, il est implanté à «Ain taya», wilaya d'Alger classée selon le (R.P.A.2003) comme étant une zone de sismicité élevée (zone III).

I.2) Présentation de l'ouvrage :

Cette structure est composée de :

- Cinq (05) étages d'habitation.
- RDC (Habitation + Commerce).

L'accès aux différents étages est assuré par la cage d'escalier.

I.3) Caractéristiques géométriques :

- Le bâtiment est de dimensions suivantes :
- La longueur totale du bâtiment est $L_x = 30,90$ m.
- La largeur totale du bâtiment est $L_y = 24,70$ m.
- La hauteur totale de bâtiment est $H = 19,83$ m (y compris l'acrotère).
- La hauteur du RDC est..... $H_{RDC} = 3,48$
- La hauteur d'un étage est $H_{ec} = 3,15$ m.
- la largeur des balcons est $L_b = 1,70$ m.



Figure I-1 : Vue par satellite du lieu de projet.

I.4) : Ossature :

Le bâtiment est constitué par des portiques auto stables en béton armé et des voiles de contreventement suivant les deux sens ; donc d'après (**RPA 99 version 2003**) le système de contreventement du bâtiment est un système de “contreventement mixte portiques/voiles avec interaction”.

I.4.1) : Classification du bâtiment selon (RPA 99 versions 2003)

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le “ **groupe 2**”, car il est à usage d'habitation.

I.4.2) : Plancher :

Ils sont réalisés en corps creux et une dalle de compression (16 + 4) reposant sur des poutrelles coulées sur place.

I.4.3) : Escaliers :

Les escaliers sont des éléments permettant le passage à pied d'un niveau à un autre dans un bâtiment.

I.4.4) : Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10 cm d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de 10 cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10 cm d'épaisseur

I.5) Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 99 version 2003 et CBA93).

I.5.1) Béton :

- **1) Composition du béton :**

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions, de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et il doit présenter certains critères à savoir :

- une résistance mécanique élevée.
- un retrait minimum.
- une bonne tenue dans le temps.

- **2) Résistance du béton à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à «J» jours, généralement à 28 jours. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques.

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

La résistance de béton en compression avant 28 jours est de :

$$f_{cj} = 0.685 * f_{c28} * \log(j+1) \text{ BAEL91}$$

- **3) Résistance du béton à la traction :**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
- Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté «a» et de longueur «4a» reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} », elle est définie par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj}$$

$$f_{c28} = 25\text{MPa}, \text{ on trouve } f_{tj} = 2,1 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale**

Ce module est connu sous le nom de module de "Young ou module de déformation longitudinale", il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

- **Module d'élasticité instantané « E_{ij} »**

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de courte durée, il représente le module d'élasticité sous chargement accidentel

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \quad (f_{cj} \text{ et } E_{ij} \text{ en MPa})$$

- **Module d'élasticité différé « E_{vj} »**

Il est mesuré à partir de la courbe ($\sigma - \xi$) d'un test de longue durée, il représente le module d'élasticité sous chargement durable ou transitoire

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}}$$

$$\text{Pour notre cas : } f_{cj} = f_{c28} = 25 \text{ MPa} \rightarrow \begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_{vj} = 10818,90 \text{ MPa} \end{cases}$$

- **Coefficient de poisson**

Le coefficient de poisson représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$\nu = \frac{\frac{\Delta l}{l}}{\frac{\Delta L}{L}} \text{ avec } = \begin{cases} \frac{\Delta l}{l} : \text{Allongement relative de la section transversale.} \\ \frac{\Delta L}{L} : \text{Allongement relative de la section longitudinale.} \end{cases}$$

Dans le calcul, le coefficient de poisson est pris égal à :

* $\nu = 0$ à l'ELU (béton fissuré)

* $\nu = 0,2$ à l'ELS (béton non fissuré)

- **Poids volumique**

Nous adoptons la valeur $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

- Les contraintes limites de calcul :

1) Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage.

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \gamma_b} \quad \text{avec } \gamma_b : \text{Coefficient de sécurité}$$

	γ_b	f_{bu} (MPa)
situations durables ou transitoires	1,5	14,2
situations accidentelles	1,15	18,48

Tableau I.1 : contrainte limite à l'ELU.

La valeur de θ est donnée par le tableau suivant :

Durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée	θ
> 24 h	1
Entre 1 h et 24 h	0,9
< 1 h	0,85

Tableau I.2 : valeur de θ .

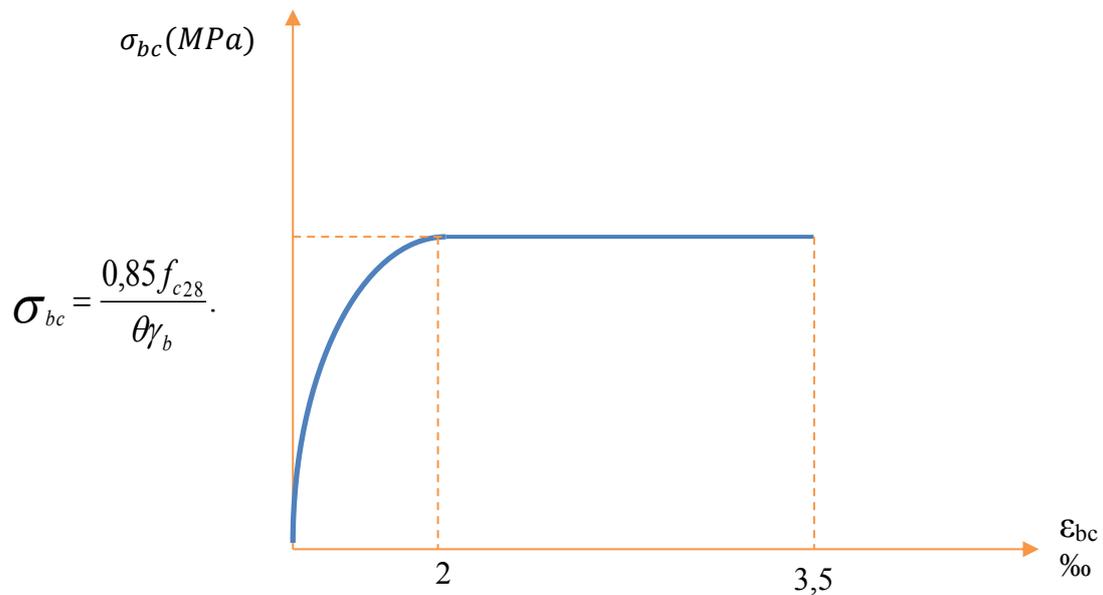


Figure I.2 : Diagramme contraintes-déformation du Béton.

2) Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite de service est donnée par :

$$\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$f_{c28} = 25 \text{MPa} \text{ on trouve } \sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$$

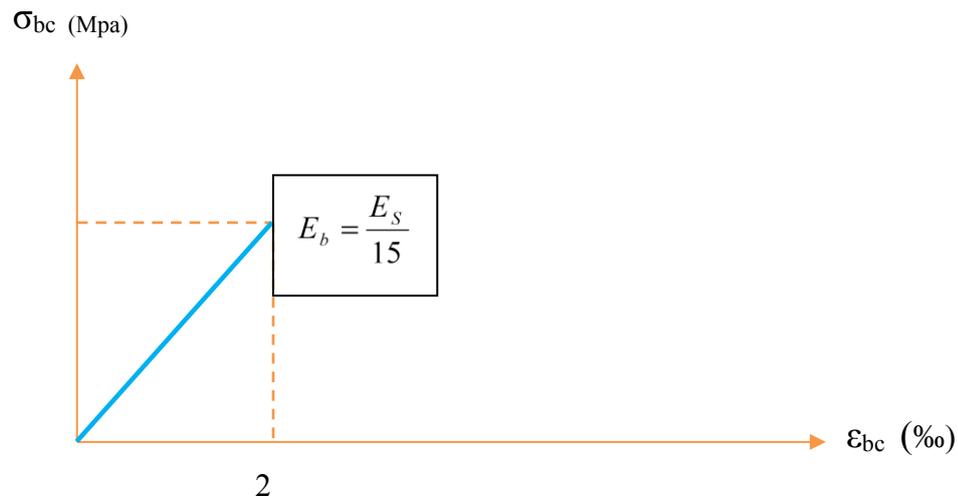


Figure I.3 : Diagramme contraintes- déformations du Béton à l'ELS.

I.5.2) Aciers :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

- Barres à haute adhérences (HA) FeE400 et FeE500.
- Treillis soudés (TS) TLE52 $\varnothing = 6$ mm pour les dalles.

a) Les limites élastiques :

- Barres à haute adhérence (HA) $f_e = 400$ MPa et $f_e = 500$ MPa.
- Treillis soudés (TS) $f_e = 520$ MPa.

b) Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale. Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quelque soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2.10^5 \text{MPa}$$

c) Les contraintes limites de calcul :

1. Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

Le diagramme (Contrainte – Déformation) est conventionnellement défini ci-après :

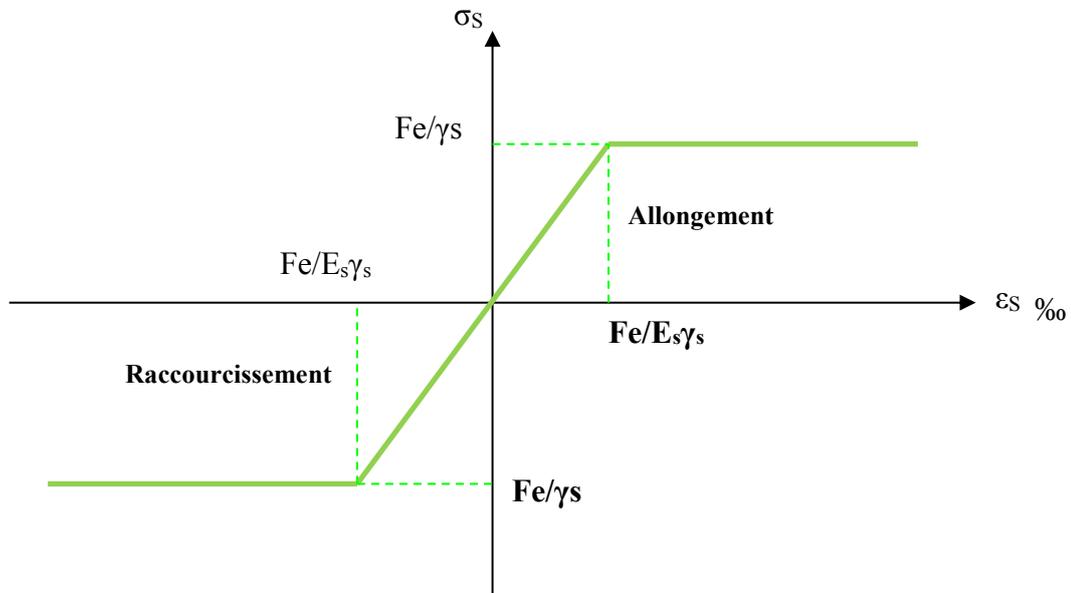


Figure I.4 : Diagramme (contrainte- déformation) de l'acier.

f_e : Contrainte limite élastique.

ϵ_s : Déformation (allongement) relative de l'acier : $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\rightarrow \epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \times \gamma_s}$$

σ_s : Contrainte de l'acier, $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier, $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{Cas des situations durable ou transitoires} \\ 1,00 & \text{Cas des situations accidentelles} \end{cases}$

Pour les aciers FeE400, $\epsilon_{es} = 1,74 \text{ ‰}$

2. Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriés :

- Fissuration peu nuisible : pas de vérification.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min\left(\frac{2}{3} f_e; \text{Max}(0,5 f_e; 110\sqrt{\eta \cdot f_{ij}})\right) = \xi \text{ (MPa)}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8\xi \text{ (MPa)}$

BAEL91
Modifié99

Avec :

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration, } \eta = \begin{cases} 1,00 & \text{pour les aciers ronds lisse} \\ 1,60 & \text{pour les aciers à haute adhérence} \end{cases}$$

d. Le coefficient d'équivalence

Le coefficient d'équivalence noté « n » avec

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15 \begin{cases} n : \text{Coefficient d'équivalence} \\ E_s : \text{Module de déformation de l'acier} \\ E_b : \text{Module de déformation du béton} \end{cases}$$

I.6) Hypothèses de calcul :

Le calcul en béton armé est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans la compression simple
- L'allongement unitaire dans les aciers est limité à 10‰.
- La contrainte de calcul, notée « σ_s » et qui est définie par la relation : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\text{Haute adhérence} \left\{ \begin{array}{l} \sigma_s=348\text{MPa Situation durable.} \\ \sigma_s=400\text{MPa Situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

I.7) Protection des aciers : (BAEL 91 modifiée 99/A.7.2, 4)

Dans le but de prémunir les armatures des effets d'intempéries et des agents agressifs ainsi qu'avoir un bétonnage correct, on doit veiller à ce que l'enrobage (**c**) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- **c ≥ 5cm** : pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins.
- **c ≥ 3cm** : pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoirs, tuyaux, canalisation).
- **c ≥ 2cm** : pour les éléments situés dans des locaux non couverts soumis aux condensations.
- **c ≥ 1cm** : pour les parois situées dans les locaux couverts non exposés aux condensateurs.

Chapitre III
pré-dimensimonnement
des éléments

II.1) Introduction :

Le pré dimensionnement nous permet d'avoir une idée sur l'ordre de grandeur de coffrage de n'importe quel élément de notre structure.

Pour cela, on doit tenir compte de toutes les prescriptions apportées par les règlements **CBA 93** et **BAEL** (modifié 99) et **RPA 99** (ADDENDA 2003)

Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires sont en général :

- Les charges permanentes qui présentent le poids mort.
- Les charges d'exploitation ou surcharges.

II.2) Pré-dimensionnement des planchers :**a) Planchers en corps creux**

Les dalles sont composées de corps creux et d'une dalle de compression ferrillée par treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé placées suivant le sens le plus petit. Afin de limiter la flèche, l'épaisseur minimum des planchers doit satisfaire les conditions ci-après :

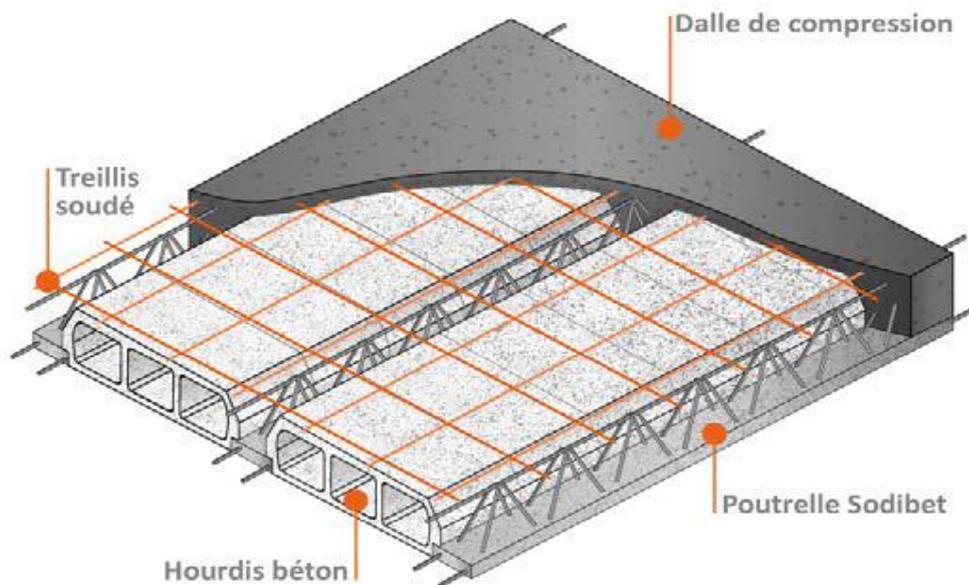


Figure II.1 : Planchers en corps creux.

1) Condition d'isolation acoustique :

La loi de masse déterminant un bon confort acoustique exige une épaisseur "e" selon la nature des bruits :

- Contre les bruits aériens : $e = 16 \text{ cm}$.
- Contre les bruits d'impacts : $e = 14 \text{ cm}$.

2) Condition de sécurité contre l'incendie :

- Pour une heure de coupe-feu : $e = 7 \text{ cm}$
- Pour deux heures de coupe-feu : $e = 11 \text{ cm}$
- Pour quatre heures de coup de feu : $e = 17.5 \text{ cm}$

3) Condition de résistance à la flexion :

$$e \geq \frac{\min(Lx \text{ max}; Ly \text{ max})}{22.5}$$
$$e \geq \frac{365}{22.5} = 16.22$$

On adopte l'épaisseur : $e = (16+4) \text{ cm}$

16 cm corps creux + 4 cm dalle de compression.

b) Plancher dalle pleine :

Les planchers sont constitués par des dalles pleines en béton armé très rigides (dans leurs plans) assurant la transmission des charges (verticales et horizontales) vers les éléments porteurs (poteaux, poutres et voiles...etc.) .Et en plus, ils offrent une isolation thermique, phonique, acoustique, coupe-feu et étanchéité.

Ces dalles peuvent reposer, avec ou sans continuité, sur deux, trois ou quatre appuis constitués par poutres, poutrelles ou murs.

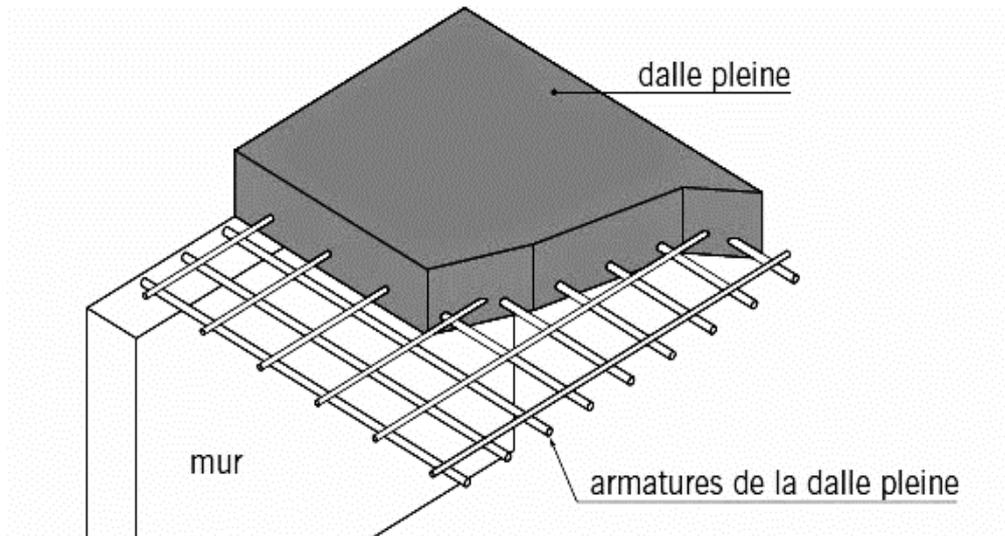


Figure II.2 : Dalle plein.

L'épaisseur des dalles est déterminée par l'équation suivant :

$$\frac{L_{max}}{50} \leq e \leq \frac{L_{max}}{40}$$

$$\frac{545}{50} \leq e \leq \frac{545}{40}$$

$$10.5 \leq e \leq 13.6$$

Donc on adoptera une épaisseur de $e = 20 \text{ cm}$

➤ Les charges permanentes d'un plancher :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Gravier roulée	5	17	0,85
Etanchéité multi	2	6	0,12
Forme de pente	10	22	2,2
Isolation thermique	4	/	0,14
Dalle en corps creux	16+4	/	2,82
Enduit en plâtre	2	10	0,2
La charge permanente G=6.33 (KN/M²)			

Tableau II.1 : les charges permanentes d'un plancher corps creux étage terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Gravier roulée	5	20	1
Etanchéité multi	2	6	0,12
Forme de pente	8	25	2
Dalle plein	20	25	5
Enduit en plâtre	2	10	0,2
Feuille de polyane	/	/	0,02
La charge permanente G=8,5 (KN/M²)			

Tableau II.2 : les charges permanentes d'un plancher dalle plein étage terrasse.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Cloison en brique	10	10	1
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Couche de sable	2	18	0,36
corps creux	16+4	/	2,82
Enduit en plâtre	2	10	0,2
La charge permanente G=5,22 (KN/m²)			

Tableau II.3 : les charges permanentes d'un plancher étages courants en corps creux.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Cloison en brique	10	10	1
Carrelage	2	22	0,44
Mortier de pose	2	20	0,4
Couche de sable	2	18	0,36
Dalle plein	20	25	5
Enduit en plâtre	2	10	0,2
La charge permanente G=7,4 (KN/m²)			

Tableau II.4 : les charges permanentes d'un plancher dalle plein étage courants.

II.3) Pré-dimensionnement des Poutres :

Les poutres sont des corps porteurs en béton armé ayant des dimensions transversales (h, b) très petites devant la longueur L.

Le pré-dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003.

La hauteur de la poutre (h) doit être comprise entre : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$

L= longueur de la travée de la poutre.

La base de la poutre (b) : $0.3h \leq b \leq 0.8h$

D'après le R.P.A99 les dimensions des poutres doivent respecter les normes suivantes : $b \geq 20 \text{ cm}$

$$h \geq 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

a) Poutre principales

$L_y \text{ max} = 545 \text{ cm}$

$$\text{Donc on a : } \frac{545-30}{15} \leq h \leq \frac{545-30}{10}$$

$$34.33 \leq h \leq 51.5$$

On prend $\rightarrow h = 45 \text{ cm}$

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.8 \times 45$$

$$13.5 \leq b \leq 36 \rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions de résistance : RPA99/V2003

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \quad b = 30 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \quad h = 45 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} \leq 4 \quad \frac{45}{30} = 1.5 \end{array} \right\} \text{ Condition vérifiées.}$$

b) Poutre secondaires

$L_x \text{ max} = 365 \text{ cm}$

$$\text{Donc on a : } \frac{365-30}{15} \leq h \leq \frac{365-30}{10}$$

$$22.33 \leq h \leq 36.5$$

On prend $\rightarrow h = 35 \text{ cm}$

$$0.3 \times 35 \leq b \leq 0.8 \times 35$$

$$10.5 \leq b \leq 28 \rightarrow \text{On prend } b = 30 \text{ cm}$$

Vérification des conditions de résistance : RPA99/V2003

$b \geq 20cm$	$b = 30 cm$	}	Conditions vérifiées.
$h \geq 30cm$	$h = 35cm$		
$\frac{h}{b} \leq 4$	$\frac{35}{30} = 1.17$		

II.4) Pré-dimensionnement des escaliers :

Les escaliers sont des éléments permettant le passage d'un niveau à un autre dans un bâtiment.

- **Les dimensions :**

Le choix des dimensions résulte de conditions d'utilisation et de la destination de l'ouvrage.

En pratique :

- g : giron $22 \leq g \leq 33cm$
- h : hauteur de la marche $14 \leq h \leq 18cm$
- E : l'emmarchement..... $E > 1m$

Les dimensions des marches doivent satisfaire la formule de **BLONDEL**.

$$59cm \leq g + 2h \leq 66 cm$$

- **Nombre de contre marche :**

$$n = H / h$$

H : hauteur d'étage.

n : nombre de contre marches.

- **La hauteur de la marche :**

Pour $g = 30 cm$

$$h = 17.5 cm$$

- **Nombre de contre marche :**

Hauteur d'étage = 315 cm

$$\frac{315}{17.5} = 18 \text{ On a 18 contre marches.}$$

$$Nc / 2 \rightarrow 18 / 2 = 9$$

9 contre marche par chaque volée.

- Nombre des marches par volée :

$$n = N_c - 1 \rightarrow 9 - 1 = 8$$

Donc on a 8 marches par chaque volée.

- Palier :

Largeur du palier : 1.4 m

Longueur du palier : 1.3 m

- Paillasse :

L'inclinaison de la paillasse :

$$\text{Tg}\alpha = \frac{H_{el}/2}{L} = 0,625$$

$$30^\circ \leq \text{ArcTg}\alpha \leq 35^\circ$$

$$30^\circ \leq 32^\circ \leq 35^\circ \quad \text{vérifié.}$$

L'épaisseur de la paillasse :

$$\frac{L}{30} \leq ep \leq \frac{L}{20}$$

$$\frac{370}{30} \leq ep \leq \frac{370}{20} \quad \rightarrow \quad 12.33 \leq ep \leq 18.5$$

On prend $ep = 16 \text{ cm}$.

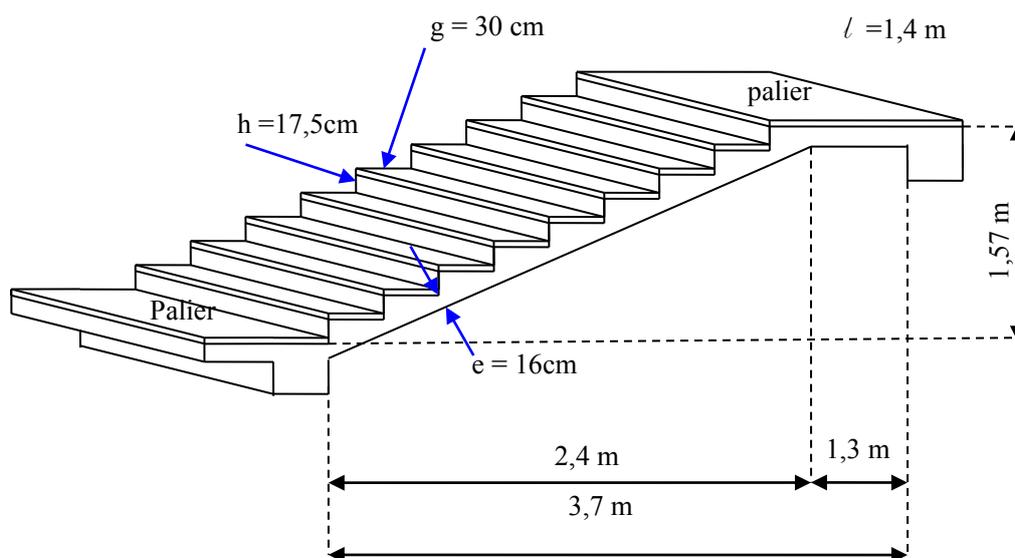


Figure II.3 : schéma d'escalier.

➤ les charges permanentes des escaliers :

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Chape de mortier	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Dalle en BA	16	25	4
Enduit en plâtre	2	10	0,2
La charge permanente G=5,4 (KN/m²)			

Tableau II.4 : les charges permanentes du palier.

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Chape de mortier	2	20	0,4
Lit de sable	2	18	0,36
Marche	17,5	22	3,85
Paillasse	16	25	4
Enduit en ciment	2	20	0,4
Garde-corps	/	/	0,2
La charge permanente G=9,65 (KN/m²)			

Tableau II.5 : les charges permanentes du paillasse.

II.5) Pré-dimensionnement des balcons :

Les balcons sont constitués d'une dalle pleine, ils travaillent comme une console encastree au niveau de la poutre de rive.

L'épaisseur de la dalle du balcon est donnée par la formule suivante :

$$e \geq \frac{L}{10} \quad \text{Avec } L : \text{ largeur du balcon.}$$

$$e \geq \frac{170}{10} = 17 \text{ cm}$$

Donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

Matériaux	Epaisseur (cm)	Poids volumique (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
Carrelage	2	22	0,44
Chape de mortier	2	20	0,4
Lit sable	2	18	0,36
Dalle plein	20	25	5
Enduit en ciment	2	20	0,4
La charge permanente G=6,6 (KN/M²)			

Tableau II.6 : les charges permanentes d'un balcon.

II.6) Pré-dimensionnement de l'acrotère :

Surface de l'acrotère :

$$S = [(0,6 \times 0,1) + (0,1 \times 0,08) + (\frac{0,1 \times 0,02}{2})] = 0,069 \text{ m}^2$$

$$G_{\text{acrotère}} = S \times \rho = 0,0069 \times 25 = 1,73 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{enduit}} = [0,6 + 0,1 + 0,1 + 0,08 + 0,5 + 0,1] \times 0,02 \times 20 = 0,59 \text{ KN/ml}$$

$$G_{\text{acrotère}} = G_{\text{béton}} + G_{\text{enduit}}$$

$$G_{\text{acrotère}} = 1,73 + 0,59 = 2,32 \text{ KN/ml}$$

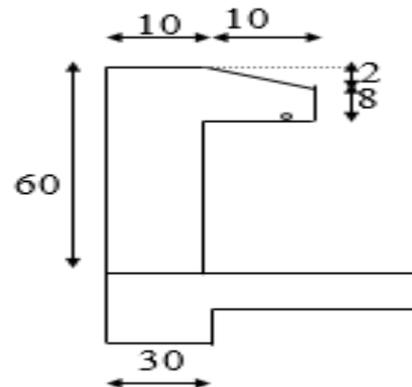


Figure II.4 : schéma de l'acrotère.

II.7) Pré-dimensionnement des voiles :

Les voiles sont des éléments structuraux sollicités principalement dans leur plan et dont l'épaisseur est généralement faible en regard des autres dimensions. ils sont des murs rigides en béton armé destinés à transmettre les charges (horizontales et verticales) dans les fondations.

D'après le RPA99 article 7.7.1 «les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires» avec :

e : l'épaisseur du voile.

L : porté du voile.

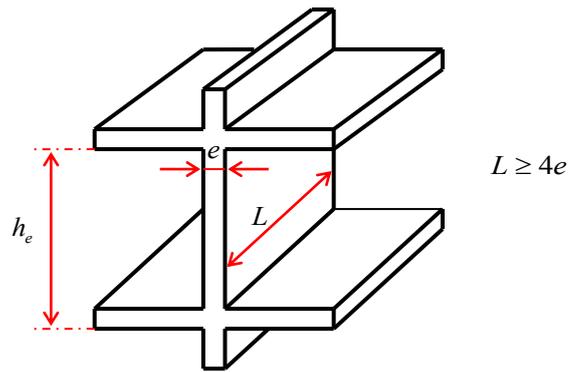


Figure II.5 : Coupe de voile en élévation.

L'épaisseur minimale d'un voile est de : 15 cm.

De plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre et des conditions de rigidité aux extrémités comme indiqué ci-dessous :

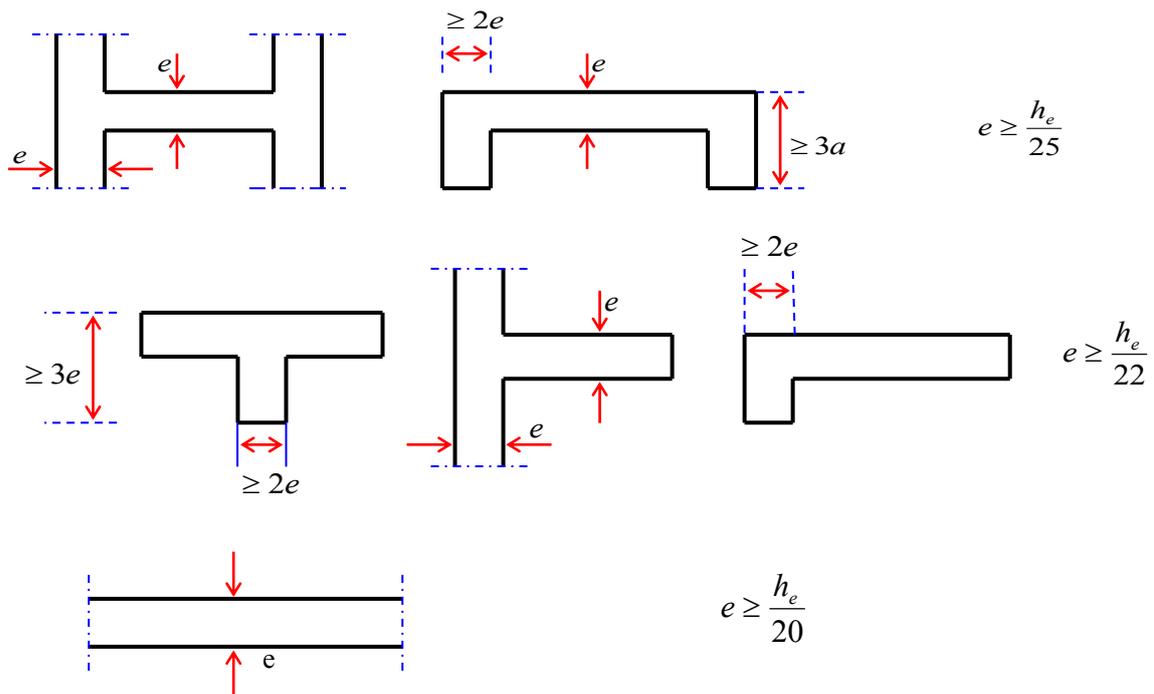


Figure II.6 : Coupes de voiles en plan.

$$e \geq \max \left(15, \frac{h_e}{22} \right)$$

$$e \geq \max \left(15, \frac{315-20}{22} \right)$$

$$e \geq \max (15, 13.40) \rightarrow e \geq 15 \text{ cm}$$

donc on prend $e = 20 \text{ cm}$

II.8) surcharge d'exploitation :

Les surcharges d'exploitation sont données par le DTR comme suit :

- Plancher terrasse inaccessible	$Q = 1 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage d'habitation	$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage commercial	$Q = 5 \text{ KN/m}^2$
- Plancher étage courant : à usage administratif	$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$
- L'acrotère	$Q = 1 \text{ KN/ml}$
- L'escalier	$Q = 2,5 \text{ KN/ml}$
- Balcon	$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

Loi de dégression :

Soit Q_0 la charge d'exploitation sur le toit ou la terrasse couvrant le bâtiment
 $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$ les charges d'exploitations respectives des planchers des étages
 1, 2, 3, ..., n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

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

$$\Sigma Q_0 = Q_0$$

$$\Sigma Q_1 = Q_0 + Q_1$$

$$\Sigma Q_2 = Q_0 + 0,9 (Q_1 + Q_2)$$

$$\Sigma Q_3 = Q_0 + 0,8 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$$

Pour $n \geq 5$

$$\Sigma_n = Q_0 + [(3+n)/2n] \cdot \sum_{i=1}^n Q_i$$

II.9) Pré-dimensionnement des poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers les infrastructures de cet ouvrage.

a) choix du poteau le plus sollicité :

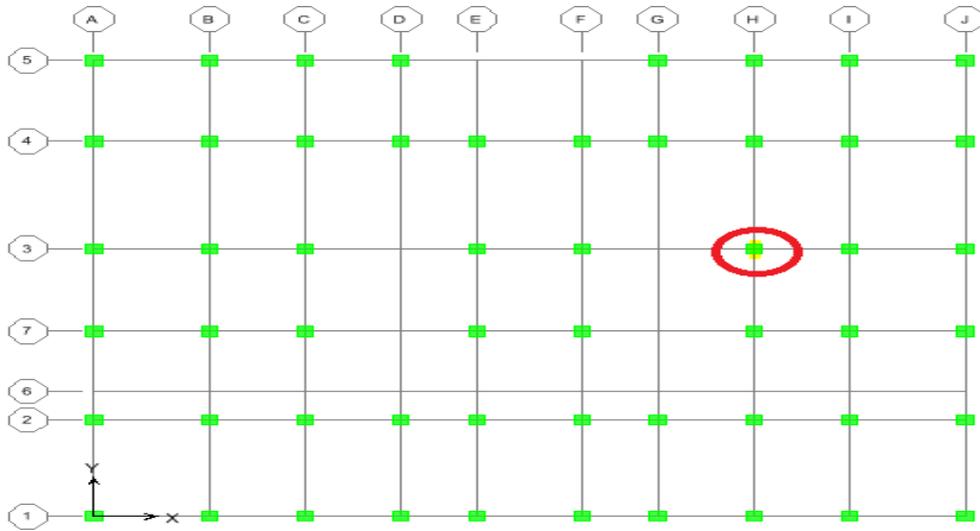


Figure II.7 : poteau le plus sollicité.

On choisit le poteau H3.

b) surface d'influence :

surface corps creux = $11,8 \text{ m}^2$

surface dalle pleine = $6,63 \text{ m}^2$

c) charge et surcharge appliqué sur le poteau :

c.1) Les charges :

• **Plancher :**

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 11,8 \times 6,33 + 6,63 \times 8,5 = 131,1 \text{ KN}$$

$$G_{\text{plancher étage courant}} = 11,8 \times 6,33 + 6,63 \times 7,4 = 110,7 \text{ KN}$$

• **Poutre :**

$$G_{\text{poutre principal}} = 0,3 \times 0,4 \times 25 \times 4,825 = 16,28 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre secondaire}} = 0,3 \times 0,45 \times 25 \times 4,075 = 13,75 \text{ KN}$$

$$G_{\text{poutre}} = G_{\text{poutre principal}} + G_{\text{poutre secondaire}} = 16,28 + 13,75$$

$$G_{\text{poutre}} = 30,03 \text{ KN}$$

• **Poteaux :**

$$G_{\text{poteaux}} = 0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,15 = 7,08 \text{ KN}$$

étage	NG (KN) (plancher)	NG (KN) (poteau)	NG (KN) (poutre)	NG (KN) (totale)	NG (KN) (cumulé)
terrasse	131,049	/	30,0375	161,087	161,087
4	110,658	7,088	30,0375	147,783	308,870
3	110,658	7,088	30,0375	147,783	456,653
2	110,658	7,088	30,0375	147,783	604,436
1	110,658	9,647	30,0375	150,342	754,778
RDC	110,658	9,647	30,0375	150,342	905,120

Tableau II.7 : Charge permanente appliqué sur le poteau.

C.2) Les surcharges :

$$Q_{\text{terrasse}} = 1 \times 18,43 = 18,43 \text{ KN}$$

$$Q_{\text{étage courant}} = 1,5 \times 18,43 = 27,64 \text{ KN}$$

étage	Q (KN)	Q (deg)cum (KN)
terrasse	18,430	18,430
4	27,645	46,075
3	27,645	70,956
2	27,645	93,072
1	27,645	112,423
RDC	27,645	129,010

Tableau II.8 : surcharge appliqué sur le poteau.

D'après le CBA93 :

$$B_r = \frac{k \cdot \beta \cdot N_u}{\theta \cdot \frac{f_{bu}}{0,9} + \frac{0,85}{100} \cdot f_{ed}} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} \beta = 1,2 \\ \theta = 1 \quad T > 24 \text{ h} \\ k = 1 \end{cases}$$

$$\beta = 1 + 0,2 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 = 1 + 0,2 \times 1 = 1,2$$

REMARQUE :

on fixe $\lambda = 35$ pour éviter les problèmes liés aux dispositions constructives.

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 347,8 \text{ MPa}$$

$$Br = \frac{1 \times 1,2 \times 10}{1 \times \frac{14,2}{0,9} + \frac{0,85}{100} \times 374,8} N_u$$

$$Br = 0,64 N_u$$

N_u : L'effort normal ultime avec $N_u = 1,35 G + 1,5 Q$

$$a = \sqrt{Br} + 2 \text{ (cm)}$$

						CBA93		
étage	NG _{total} (KN)	NG _{cumulé} (KN)	Q (KN)	Q(deg) (cumulé)	NU (KN)	Br (CBA) (cm ²)	a (cm)	a*b
terrasse	161,08	161,087	18,430	18,430	245,112	157,3140	15	30*30
4	147,78	308,870	27,645	46,075	486,086	311,9727	20	30*30
3	147,78	456,653	27,645	70,956	722,914	463,9700	24	30*30
2	147,78	604,436	27,645	93,072	955,595	613,3059	27	35*35
1	150,34	754,778	27,645	112,423	1187,58	762,1980	30	35*35
RDC	150,34	905,120	27,645	129,010	1415,42	908,4286	32	40*40

Tableau II.9 : pré-dimensionnement des poteaux.

Chapitre III
Calcul des éléments
secondaire

III.1) Calcul des balcons :**III.1.1) Introduction :**

Les balcons sont des éléments de structure en dalle pleine considérée encastré dans les poutres leur calcul se fait pour une console ayant une extrémité encastré dans les planchers et l'autre extrémité est libre.

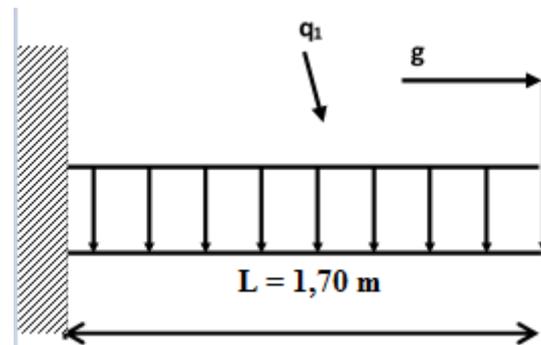


Figure III.1 : Schéma statique de balcon.

Le balcon est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le Calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion simple pour une bande de 1m linéaire.

III.1.2) Les charges :

- Surcharge sur le balcon : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$
- Charges permanentes : $G = 6,6 \text{ KN/m}^2$
- Surcharge dus à la main courante : $Q1 = 1 \text{ KN/m}^2$
- Charges de garde de corps : $G1 = 1,23 \text{ KN/m}^2$

III.1.3) Calcul des sollicitations :

Le calcul se fera pour une bande de 1 m linéaire.

Combinaison des charges :

Le calcul se fait pour une bande de 1m de longueur

ELU :

$$q_{u1} = (1,35 \times 6,6) + (1,5 \times 3,5) = 14,16 \text{ KN/m}$$

$$q_{u2} = (1,35 \times 1,23) + (1,5 \times 1) = 3,6 \text{ KN/m}$$

ELS:

$$q_{s1} = (6,6 + 3,5) = 10,1 \text{ KN/m}$$

$$q_{s2} = (1,23 + 1) = 2,23 \text{ KN/m}$$

III.1.4) calcul des moments fléchissant et des efforts tranchants :

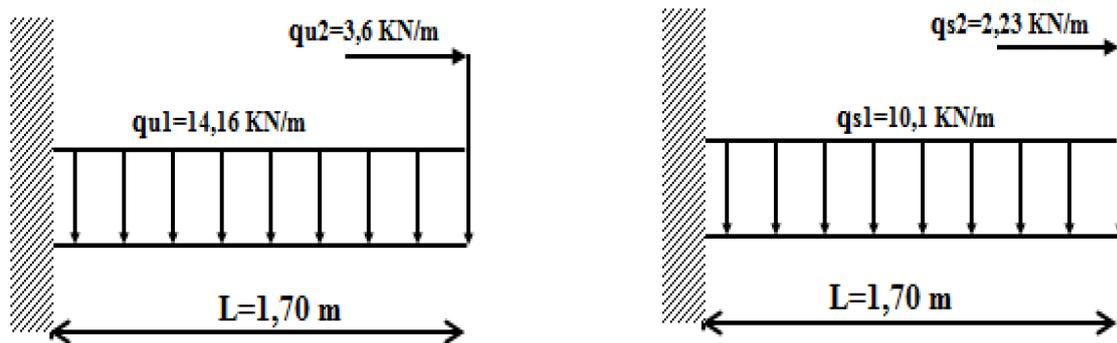


Figure III.2 : Schéma statique du balcon à L'ELU et à L'ELS.

A l'ELU :

$$M_u = (q_{u1} \times \frac{L^2}{2}) + (q_{u2} \times L) = (14,16 \times 1,45) + (3,6 \times 1,7) \rightarrow M_u = 26,65 \text{ KN.m}$$

$$V_u = (q_{u1} \times L) + q_{u2} = (14,16 \times 1,7) + 3,6 \rightarrow V_u = 27,67 \text{ KN}$$

A l'ELS :

$$M_s = (q_{s1} \times \frac{L^2}{2}) + (q_{s2} \times L) = (10,1 \times 1,45) + (2,23 \times 1,7) \rightarrow M_s = 18,44 \text{ KN.m}$$

$$V_s = (q_{s1} \times L) + q_{s2} = (10,1 \times 1,7) + 2,23 \rightarrow V_s = 19,4 \text{ KN}$$

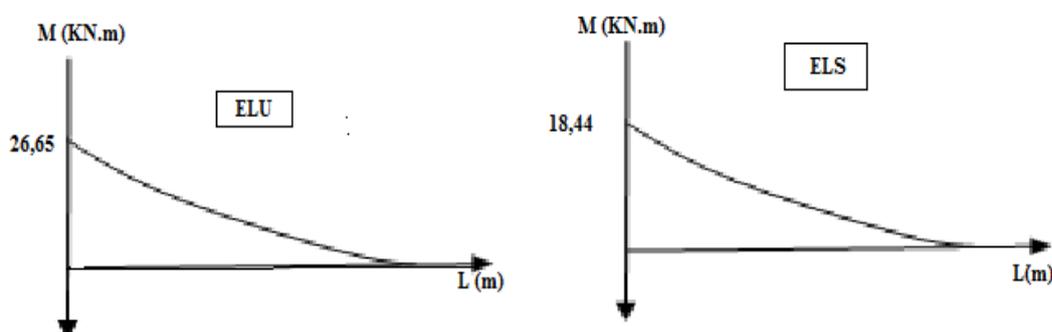


Figure III.3 : diagramme des moments (ELU ; ELS).

III.1.4) Ferrailage à L'ELU :

Application de l'organigramme de calcul en flexion simple :

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$h = 20 \text{ cm}$$

$$d = 0,9 \times h = 18 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{bd^2 f_{bu}} = \frac{26,65 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,058$$

$$\mu_{lu} = [3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \times 10^{-4}$$

$$\text{Avec : } \gamma = \frac{Mu}{Mser} = \frac{26,65}{18,44} = 1,44$$

$$\mu_{lu} = [3440(1,44) + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,31$$

Alors :

$$\mu_{bu} = 0,058 < \mu_{lu} = 0,31 \quad \rightarrow \quad A' = 0 \quad \text{pas d'armatures comprimées.}$$

$$\mu_{bu} < 0,275 \quad \rightarrow \quad \text{méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6\mu_{bu}) = 18(1 - (0,6 \times 0,058)) = 17,37 \text{ cm.}$$

Calcul de la section d'acier :

$$A_c = \frac{Mu}{Z_b \times F_{ed}} = \frac{26,65 \times 10^{-3}}{0,1737 \times 348} = 4,38 \text{ cm}^2. \quad \text{Avec : } f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{On adopt } 7\text{HA } 12 = 7,92 \text{ cm}^2 \quad \text{St} = 15 \text{ cm.}$$

Armatures de répartition :

$$A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_t = 5\text{HA } 10 = 3,92 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{St} = 20 \text{ cm.}$$

III.1.5) Vérification à l'ELU :

Condition de non fragilité

$$A_{\min} = \frac{0,23b_o d f_{i28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 1 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 2,17 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 < A_c = 7,92 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$A_{\min} = 2,17 \text{ cm}^2 < A_t = 3,92 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Vérification des espacements des barres

Armatures longitudinal :

$$\text{St} < \min(3h, 33\text{cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{St} = 15 \text{ cm} < 33 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Armatures de répartition

$$St < \min(4h, 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$St = 20\text{cm} < 45\text{cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Vérification de l'effort tranchant (BAEL91.Art A5.1.2)

$$Vu_{\max} = 27,67 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{Vu}{b_0 \times d} = \frac{27,67 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,15 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 f_{c28} / \gamma_b; 4\text{MPa}) = 2,5 \text{ MPa} (\gamma_b = 1,5)$$

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} > \tau_u = 0,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

III.1.6) Vérification à l'ELS :

a) **Vérification des contraintes de compression dans le béton** On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{bc} : \text{Contrainte maximale dans le béton comprimé, } \sigma_{bc} = k \times y$$

Avec :

$$K = \frac{M_{SER}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

$$\sigma_{bc} = 3,44 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

b) **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e ; \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \right] = 201,6 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 132,2 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201,6 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

c) Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

$$1) \frac{h}{l} \geq 1/16$$

$$2) \frac{A}{bd} \leq 4,2 / f_{e0}$$

$$1) \frac{h}{l} = \frac{20}{170} = 0.117 > \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{bd} = \frac{7.98}{100 \times 18} = 0.0044 < \frac{4,2}{f_e} = 0.0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Toutes les conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

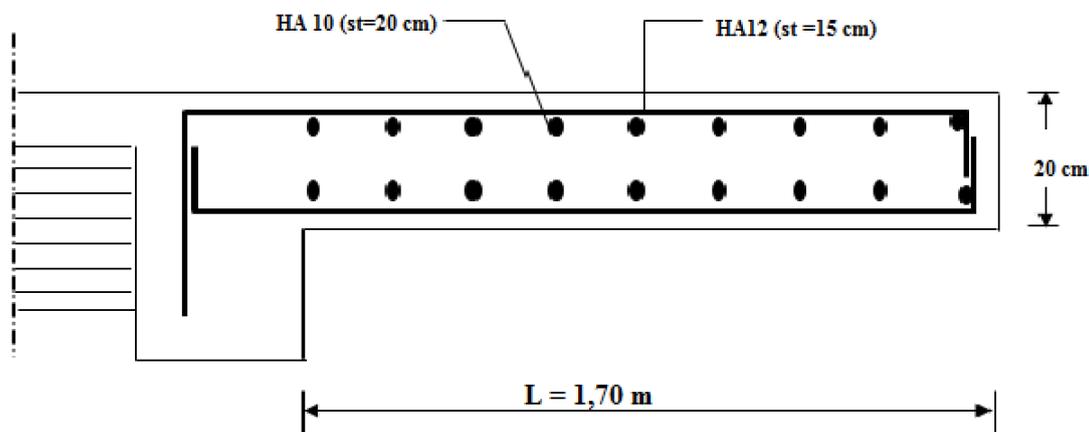


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de balcon.

III.2 Etude de l'acrotère

III.2.1) Introduction :

Notre ouvrage comprend un seul type d'acrotère. L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse. Il forme une paroi contre toute chute, il est considéré comme une console encadrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale.

Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1m linéaire.

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est préjudiciable, dans ce cas le calcul se fera à l'ELU, et à l'ELS en flexion composée pour une bande de 1m linéaire.

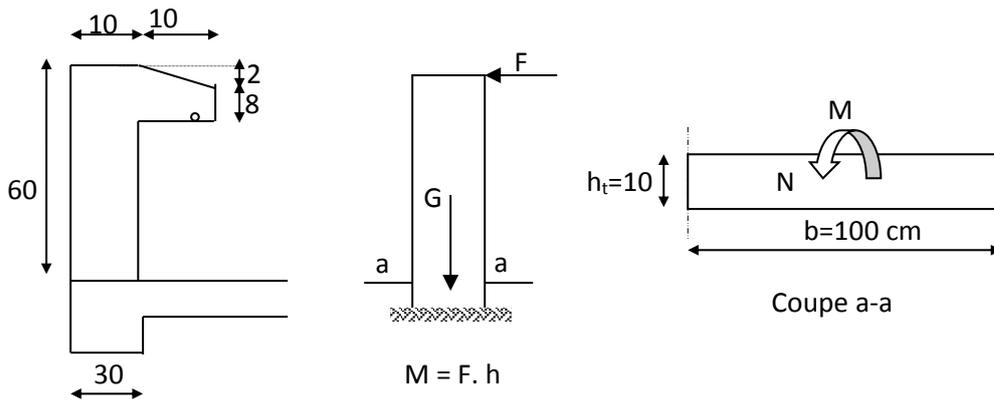


Figure III.5 : schéma statique de l'acrotère.

III.2.2) Calcul des sollicitations :

- Poids propre : $W_p = \rho \times S$.
 $\rho = 25 \text{ KN/ml}$, $S = 0,069 \text{ m}^2$, $W_p = 1,73 \text{ KN/ml}$.
- La surcharge d'exploitation : $Q = \max (F, Q_p)$.
- La force sismique : $F_p = 4A C_p W_p$ (RPA 99 version 2003, (Art 6-2-3)).

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A : \text{Coefficient d'accélération de zone « Tab 4-1 »} = 0,25 \\ C_p : \text{Facteur de force horizontale « Tab 6-1 »} = 0,8 \end{array} \right.$$

$$F_p = 4 \times 0,25 \times 0,8 \times 1,73 \quad \rightarrow \quad F_p = 1,38 \text{ KN/ml.}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

$$Q = \max \{ 1 ; 1,38 \} \quad \rightarrow \quad Q = 1,38 \text{ KN/ml.}$$

Remarque : Le calcul de l'acrotère s'effectue pour une bande de **1ml** de la largeur en flexion composé.

Moments et efforts normaux

$$M(Q) = 1,38 \times 0,6 = 0,83 \text{ KN.m}$$

$$G = G_b + G_{rec}$$

$$G_b = [(0,1 \times 0,6) + (0,08 \times 0,1) + (0,02 \times \frac{0,1}{2})] \times 1 \times 25 = 1,75 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{rec} = 1 \times 0,02 \times 1,48 \times 20 = 0,59 \text{ KN/ml.}$$

$$N(G) = 1,75 + 0,59 = 2,32 \text{ KN/ml} \quad \rightarrow \quad G = 2,32 \text{ KN/ml}$$

III.2.3) Combinaison des charges :

$$\begin{array}{l}
 \text{A l'ELU} \left\{ \begin{array}{l} N_u = 1,35G = 1,35 \times 2,32 = 3,13 \text{ KN} \\ M_u = 1,5.F.h = 1,5 \times 1,38 \times 0,6 = 1,24 \text{ KN.m} \end{array} \right. \\
 \\
 \text{A l'ELS} \left\{ \begin{array}{l} N_s = G = 2,32 \text{ KN} \\ M_s = F.h = 1,38 \times 0,6 = 0,83 \text{ KN.m} \end{array} \right.
 \end{array}$$

III.2.4) Ferrailage a l'ELU :

Position du centre de pression

Calcul d'excentricité

$$e_{ser} = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0,83}{2,32} = 0,35m$$

$$e_u, e_{ser} > e_0 = \frac{h_t}{6} = \frac{10}{6} = 1,7cm$$

$$e_u = 0,39 \text{ m} \quad e_{ser} = 0,35 \text{ m}$$

$e_u, e_{ser} > e_0 \rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la zone limitée par les armatures et l'effort normal étant un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

La Sollicitation corrigée pour le calcul en flexion composée : $M_{ua} = N_u \cdot e_a$

Avec :

e_a : distance entre le point d'exploitation de centre de pression «C» et le centre de gravité de l'armature tendue.

$$e_a = e_u + (d-h/2) ; \quad d=9 \text{ cm.} \quad \text{donc } :e_a=39+(9-10/2)=43 \text{ cm.}$$

$$M_{uA} = N_u \cdot e_a = 0,43 \times 3,13 = 1,34 \text{ KN.m.}$$

Les armatures en flexion simple :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{bd^2 f_{bu}} = \frac{1,34 \times 10^{-3}}{1 \times 0,09^2 \times 14,2} = 0,0116$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = 1,5$$

$$\mu_{lu} = [3440 \gamma + 49 f_{c28} - 3050] \times 10^{-4} = 0,3335$$

$$\mu_{bu} = 0,0116 < \mu_{lu} = 0.3335 \quad \rightarrow \quad (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0,0116 < 0,275 \quad \rightarrow \quad \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d (1 - 0,6 \mu_{bu}) = 0,09 (1 - 0,6 \times 0,0116) = 8,93 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_f = \frac{M_{uA}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1,34 \times 10^{-3}}{8,93 \times 10^{-2} \times 348} = 0,43 \text{ cm}^2$$

Les armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{f_{ed}} \rightarrow A_s = 0,40 \text{ cm}^2$$

III.2.5) Vérification à l'ELU :

Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Conclusion :

Les armatures vérifiant la condition de non fragilité sont supérieures à celles calculées à l'ELU, donc on adoptera : $A_{s \text{ min}} = 1.09 \text{ cm}^2$.

Soit : $A_s = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$ avec un espacement $S_t = 25 \text{ cm}$

Les armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0.503 \text{ cm}^2$$

Soit : $A_{rep} = A = 4\text{HA}8 = 2,01$ Répartie sur 60cm de hauteur, avec un espacement $S_t = 15 \text{ cm}$.

Vérification de la contrainte d'adhérence et d'entraînement : (BAEL91Art6.1.3)

$$\tau_{se} = \frac{V_{u \max}}{0.9 d \sum_{i=1}^n U_i} \leq \bar{\tau}_{se} = \psi \cdot f_{tj} = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \quad \text{Avec : } \psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$V_{u \max} = 1.5 Q = 1.5 \times 1,38 = 2.07 \text{ KN}$$

$$\sum_{i=1}^n u_i = n \pi \emptyset = 4 \times 3.14 \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2,07 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,09 \times 0,1} = 0,255 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Vérification des efforts tranchants (BAEL91.ArtA5.1.2) :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4MPa\right) = 2,50MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_{Umax}}{b \times d} = \frac{2,07 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0,023 MPa < 2,5 MPa \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

III.2.6) Vérification à l'ELS :

a) Vérification des contraintes de compression dans le béton :

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15Mpa$

σ_{bc} : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = KY$) $K = \frac{M_{SER}}{I}$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} I = \frac{by^3}{3} + 15 \cdot [A_s(d-y)^2 + A'_s(y-d')^2] \text{ (Moment d'inertie)} \\ y : \text{position de l'axe neutre} \end{array} \right.$$

$$\sigma_{bc} = 1,35 MPa < 15 MPa \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifié.}$$

b) Vérification des contraintes dans l'acier :

$$\bar{\sigma}_s = 201,6 MPa$$

$$\sigma_s = 58,6 MPa$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

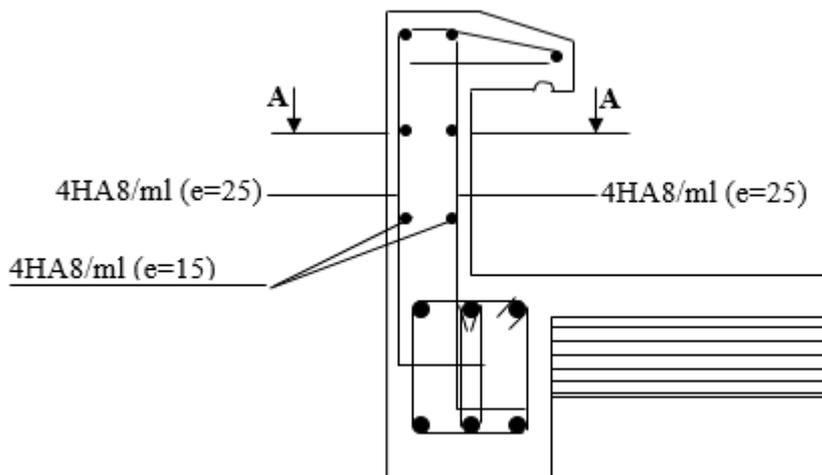


Figure III.6 : schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3) L'escalier :**III.3.1) Introduction :**

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents de construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place et constitué de deux paillasse, et les marches sont droites pour faciliter l'exécution.

III.3.2) Sollicitation de calcul :**La paillasse**

$$G = 9,65 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

Le palier :

$$G = 5,4 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

III.3.3) Combinaisons des charges :

Le calcul pour une bande de 1m de largeur

A l'ELU :

$$q_{u \text{ palier}} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 5,4 + 1,5 \times 2,5 \quad \rightarrow \quad q_{u \text{ palier}} = 11,04 \text{ KN/ml}$$

$$q_{u \text{ paillasse}} = 1,35 G + 1,5 Q = 1,35 \times 9,65 + 1,5 \times 2,5 \quad \rightarrow \quad q_{u \text{ paillasse}} = 16,77 \text{ KN/ml}$$

A l'ELS :

$$q_{s \text{ palier}} = G + Q = 5,4 + 2,5 = 7,9 \text{ KN/ml}$$

$$q_{s \text{ paillasse}} = G + Q = 9,65 + 2,5 = 12,15 \text{ KN/ml}$$

III.3.4) Ferrailage a l'ELU :

Le calcul se fait en considérées les fissurations sont peu préjudiciables car les escaliers sont à l'intérieur du bâtiment, et ne sont pas soumis aux intempéries.

- L'escalier est calculé comme une poutre isostatique sur deux appuis.
- Les articulations sont encastrées de deux cotés.

Schéma statique de calcul :

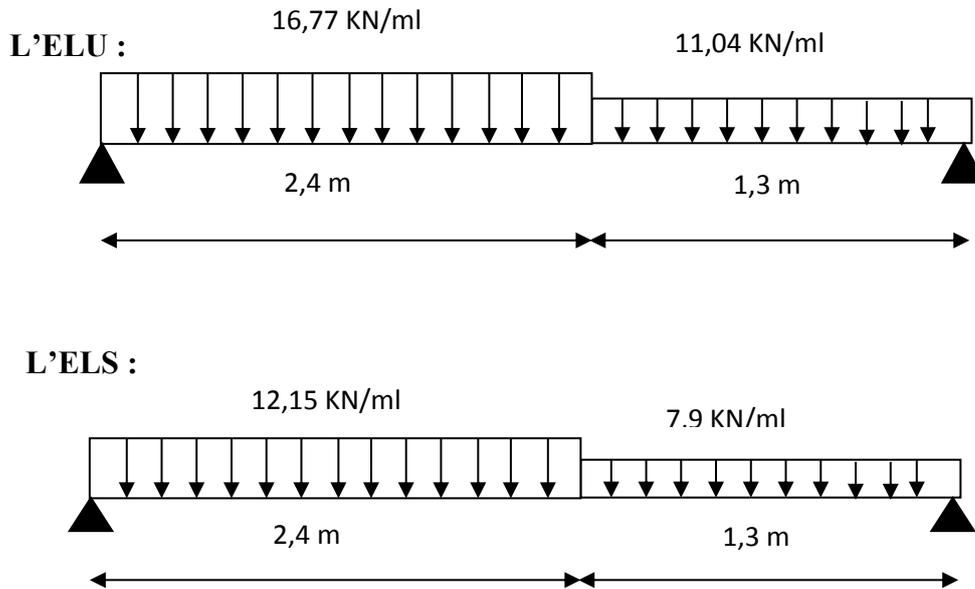


Figure III.7 : schéma statique des escaliers à l'ELU et L'ELS.

a) Calcul a l'ELU :

Calcul des réactions d'appuis :

$$R_A + R_B = 54,6 \text{ KN}$$

$$R_A = 29,72 \text{ KN}$$

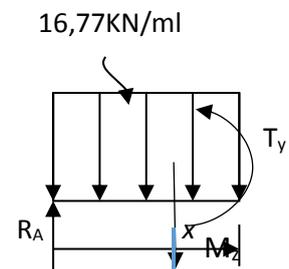
$$R_B = 24,88 \text{ KN}$$

b) Calcul des efforts tranchants et des moments fléchissant :

1^{er} tronçon : $0 \leq x \leq 2,4\text{m}$:

$$T_y = -16,77x + 29,72 \Rightarrow \begin{cases} T_y = 29,72 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -10,52 \text{ KN} & \text{pour } x = 2,4\text{m} \end{cases}$$

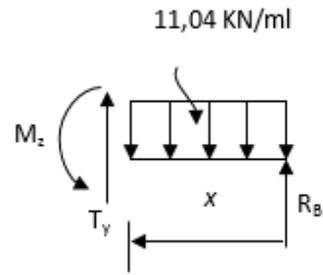
$$M_z = -16,77 \frac{x^2}{2} + 29,72x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 23,03 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 2,4\text{m} \end{cases}$$



2^{ème} tronçon : $0 \leq x \leq 1,3\text{m}$:

$$T_y = 11,04x - 24,88 \Rightarrow \begin{cases} T_y = -24,88 \text{ KN} & \text{pour } x = 0 \\ T_y = -10,52 \text{ KN} & \text{pour } x = 1,3 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_z = 11,04 \frac{x^2}{2} - 24,88x \Rightarrow \begin{cases} M_z = 0 & \text{pour } x = 0 \\ M_z = 23,01 \text{ KN.m} & \text{pour } x = 1,30\text{m} \end{cases}$$



$$\frac{dM_u(x)}{dx} = 0 \quad \rightarrow \quad -16,77x + 29,72 = 0$$

$$\rightarrow x = 1,77 \text{ m}$$

Le moment $M_z(x)$ est max pour la valeur $x = 1,77\text{m}$.

Donc :

$$M_z^{max} = -16,77 \frac{(1,77)^2}{2} + 29,72(1,77)$$

$$M_z^{max} = 26,34 \text{ KN.m}$$

En tenant compte du semi-encastrement, on prend :

$$\text{- Aux appuis :} \quad M_{ua} = -0,3 M_z^{max} = -7,902 \text{ KN.m}$$

$$\text{- en travées :} \quad M_{ut} = 0,85 M_z^{max} = 22,389 \text{ KN.m}$$

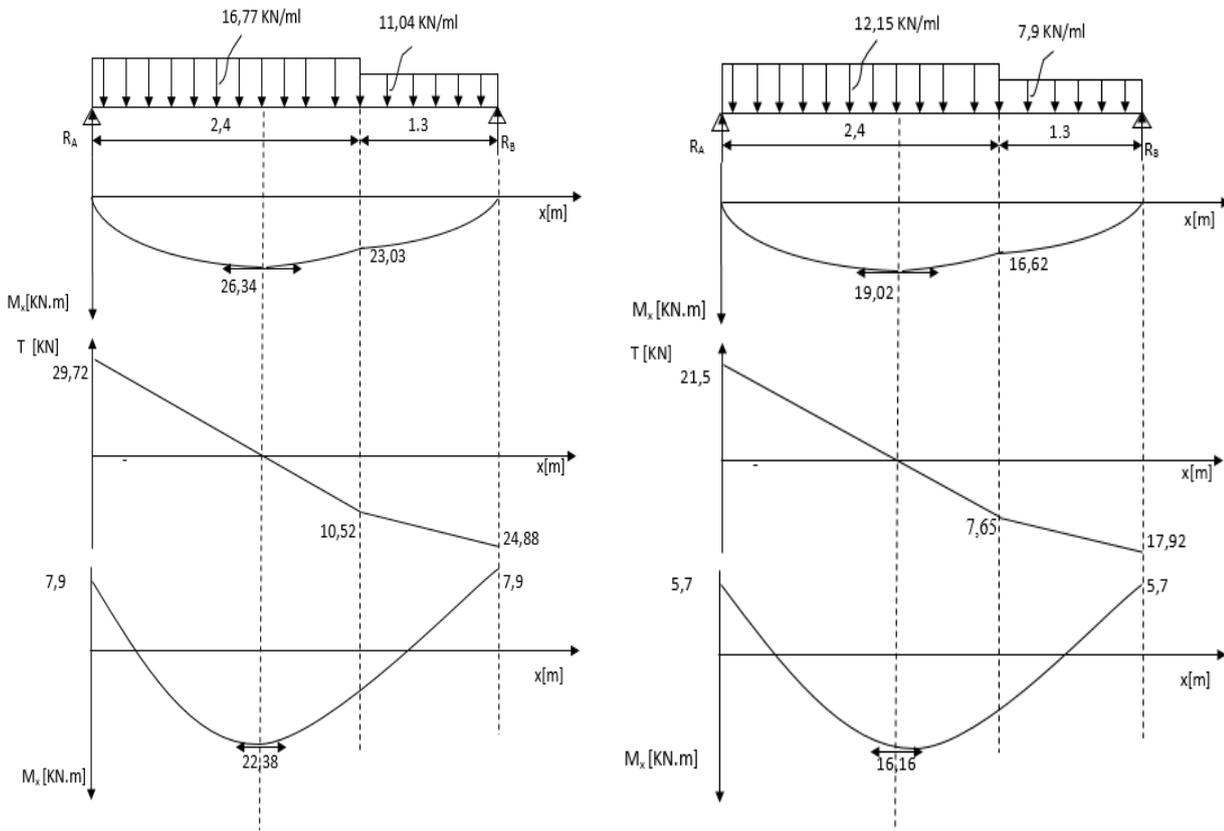


Figure III.8 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchant (l'ELU, l'ELS).

Remarque : L'escalier est calculé comme une poutre isostatique sur deux, puis on porte une correction à l'aide des coefficients réducteurs pour le moment max aux niveaux des appuis et en travées.

Calcul de ferrailage à l'ELU :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu nuisible.

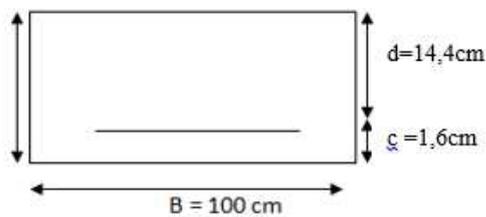
1) Armatures longitudinales

a) En travée :

b = 100 cm

d = 0,9 × H = 14,4 cm

H = 16 cm



$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{22,38 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144^2 \times 14,2} = 0,076$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{t_{ser}}} = 1,385$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0,294$$

$$\mu_{bu} = 0,076 < \mu_{lu} = 0,294 \quad \rightarrow \quad (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0,076 < 0,275 \quad \rightarrow \quad \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 14,4(1 - 0,6 \times 0,076) = 13,74 \text{ cm}$$

$$A_u = \frac{Mt}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{22,38 \times 10^{-3}}{0,1374 \times 348} = 4,68 \text{ cm}^2.$$

Soit :

$$A_t = 5HA14 = 7,70 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad St = 20 \text{ cm.}$$

b) En appuis :

$$\mu_{bu} = \frac{Ma}{b_0 d^2 f_{bu}} = \frac{7,9 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144^2 \times 14,2} = 0,026$$

$$\gamma = \frac{Ma_u}{Ma_{ser}} = 1,385$$

$$10^4 \mu_{lu} = 3440\gamma + 49f_{c28} - 3050$$

$$\mu_{lu} = 0,294$$

$$\mu_{bu} = 0,026 < \mu_{lu} = 0,294 \quad \rightarrow \quad (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0,026 < 0,275 \quad \rightarrow \quad \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \mu_{bu}) = 14,4(1 - 0,6 \times 0,026) = 14,17 \text{ cm}$$

$$A_a = \frac{Ma}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{7,9 \times 10^{-3}}{0,1417 \times 348} = 1,60 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A_a = 5HA12 = 5,65 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad St = 20 \text{ cm}$$

2) Armatures de répartition :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Travée : } A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{7,7}{4} = 1,93 \text{ cm}^2 \\ \text{Appuis : } A_r = \frac{A_a}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,16 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit: } 5\text{HA}10 = 3,93 \text{ cm}^2$$



$$St = 20 \text{ cm}$$

III.3.5) Vérification a l'ELU :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1.09 \text{ cm}^2$$

Vérification de la disposition des armatures (BAEL91. ArtA.8.2.42) :

Armatures longitudinales :

$$S_t \leq \min(3h, 33\text{cm}) = \min(48, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t = [20 ; 25 \text{ cm}] < 33\text{cm}$$



Condition Vérifiée.

Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91 .Art 5.1.2) :

La vérification de l'effort tranchant se fera pour le cas plus défavorable :

$\tau_{u \max} = 29,72 \text{ KN}$; donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5\text{MPa} \end{array} \right. = 3,33 \text{ MPa} \text{ La fissuration est peu préjudiciable.}$$

$$\tau_u = \frac{29,72 \times 10^{-3}}{1 \times 0,144} = 0.206 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,206 \text{ MPa} < 3,33 \text{ MPa}$$



Condition Vérifiée.

Remarque :

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

Vérification de l'adhérence d'appui (BAEL 91 Art A 6.3) :

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} < \bar{\tau}_{se}$$

$$\bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPa}$$

$$\sum U_i = \sum n \times \pi \times \phi = 5 \times 3,14 \times 1,2 = 18,84 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{29,72 \times 10^{-1}}{0,9 \times 0,144 \times 18,84} = 1.21 \text{ MPa} < 3,15 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Pas de risque d'entraînement des barres longitudinales.

Condition de non-fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = 1,73 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 7,70 > 1,73 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifier.}$

En appui : $A_s = 5,65 > 1,73 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifier.}$

III.3.6) Vérification a l'ELS :

a) Vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier.

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Condition
Travée	16,16	7,7	0,04	4,44	15	162,1	201,6	Vérifiée
Appui	5,7	5,65	0,04	1,83	15	77,2	201,6	Vérifiée

Tableau III.1 : Vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier.

b) Vérification de la flèche :

$$1) \frac{h}{l} \geq 1/16 \qquad 2) \frac{A}{bd} \leq 4,2 / f_{e0} \qquad 3) \frac{h}{l} \geq Mt/10.M_0$$

$$1) \frac{h}{l} = 0,066 > 1/16 = 0,0625 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$2) \frac{A}{bd} = 0,0053 < 4,2 / f_e = 0,0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

$$3) \frac{h}{l} = 0,066 > Mt/10.M_0 = 0,28 \quad \rightarrow \quad \text{Condition non Vérifiée.}$$

Puisque la condition trois n'est pas vérifiée, il est nécessaire de calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} \leq \bar{f} \quad \text{Tel que : } \bar{f} = \frac{370}{500} = 0.74 \text{ cm} \quad (L = 3.7 \text{ m})$$

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.40 \text{ MPa}$$

Aire de la section homogénéisée :

$$B_0 = bh + \eta \times A_s = (100 \times 16) + (15 \times 7,7)$$

$$B_0 = 1715,5 \text{ cm}^2$$

Moment statique :

$$S_{/xx} = b \frac{h^2}{2} + \eta A_s \times d$$

$$S_{/xx} = 100 \times \frac{16^2}{2} + (15 \times 14,4 \times 7,7)$$

$$S_{/xx} = 14463,2 \text{ cm}^3$$

Position de centre de gravité :

$$V_1 = S_{xx} / B_0 = 14463,2 / 1715,5 = 8,43 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 16 - 8,43 = 7,57 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀" :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (V_1^3 + V_2^3) + 15 A_s (V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (8,43^3 + 7,57^3) + 15 \times 7,7 \times (7,57 - 2,5)^2$$

$$I_0 = 37398,09 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients :

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} \times 100 : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\delta = \frac{7,7}{100 \times 14,4} \times 100 = 0,53$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b} \right)} = \frac{0,02 \times 2,1}{0,53 (2 + 3)} = 0,0158$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,53 \times 240 + 2,1} = 0,0072$$

Calcul de l'inerties fictives :

$$I_{fv} = \frac{1,1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1,1 \times 37398,09}{1 + 0,0158 \times 0,0072} = 41133,22 \text{ cm}^2$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées :

$$f_v = \frac{M_t l^2}{10 E_V I_{fv}} = \frac{16,16 \times 3700^2 \times 10}{10 \times 10721,4 \times 41133,22}$$

$$f_v = 0,5 \text{ cm} < \bar{f}_v = 0,74 \text{ cm}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc on garde le même ferrailage.

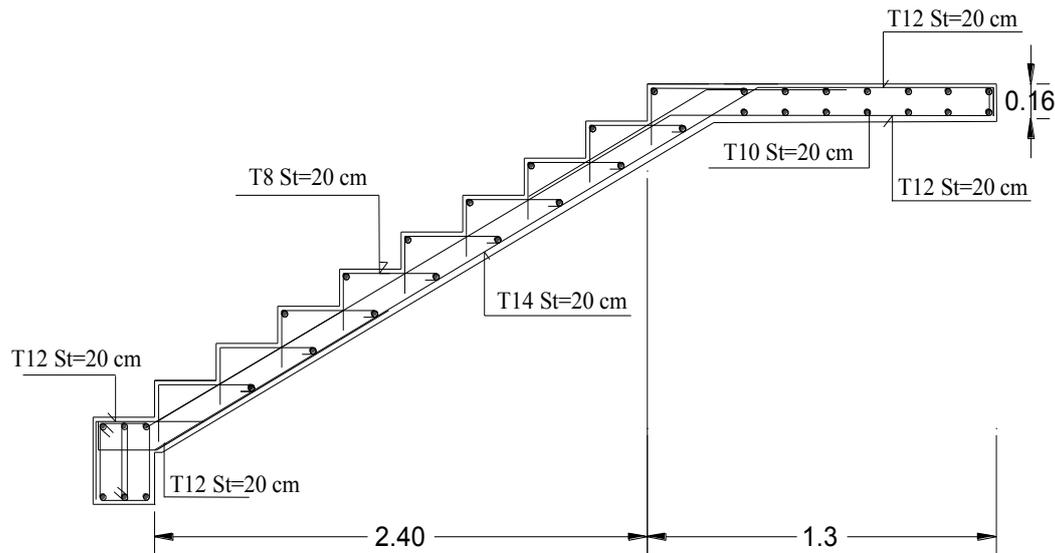


Figure III.9 : Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4) Etude des planchers :

III.4.1) Dalle de compression :

Les planchers sont des éléments plans horizontaux, supposés être infiniment rigides dans leur plan. Ils ont pour rôle :

- Transmettre les charges aux éléments porteurs.
- Assurer l'isolation des différents étages du point de vue thermique et acoustique.
- Supporter les charges permanentes et les surcharges d'exploitation.

Dans notre cas, les planchers sont en corps creux (16+4) associé à des poutrelles préfabriquées sur chantier, la dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher avec une épaisseur de 4cm.

Cette dalle est ferrillée d'un quadrillage d'armatures constitué d'une nappe de treillis soudés (TLE 520) dont les dimensions ne doivent excéder :

- 20cm pour les armatures perpendiculaire.
- 33cm pour les armatures parallèles aux poutrelles.
- En pratique on considère un maillage de 20cm.

Soit :

A : la section des armatures perpendiculaires aux nervures (A en cm^2 sur 1 mètre de nervures)

L : écartement entre axe des nervures

$$\text{Si : } L \leq 50 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad A > \frac{200}{f_e}$$

$$50 \leq L \leq 80 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad A > \frac{4L}{f_e}$$

Les armatures parallèles aux nervures, ainsi que les armatures supérieures des poutrelles, doivent avoir une section par mètre linéaire au moins égale à $\frac{A}{2}$.

Les armatures perpendiculaires aux nervures égales :

$$A_{\text{per}} = \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{520} = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{per}} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } St=20 \text{ cm}$$

Les armatures parallèles aux nervures égales :

$$A_{\text{par}} = \frac{A_{\text{per}}}{2} = 0,49 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{\text{par}} = 5T5 = 0,98 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{Avec } St=20 \text{ cm}$$

Donc nous optons pour le ferrailage de la dalle de compression un treillis soudé de (TLE500) de dimensions (200x200) mm².

III.4.2) Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués, leurs calculs sont assimilés à celui d'une poutre articulés sur plusieurs appuis, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchons, pour cela il existe trois méthode qui sont :

- Méthode Forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode des trois moments.

Charge et surcharge et La combinaison de charge :

$$\begin{cases} ELU: q_u = (1,35g + 1,5q) \\ ELS: q_{ser} = (g + q) \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} g=0,65G \\ q=0,65Q \end{cases}$$

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Niveau	g [KN/m]	q [KN/m]	q _u [KN/m]	q _{ser} [KN/m]
Plancher terrasse	4,114	0,65	6,53	4,76
Etage courant	3,393	0,975	6,04	4,37

Tableau III.2 : Charge et surcharge et combinaisons de charges.

Remarque :

On calcule le plancher de RDC et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux.

$$q_u = 6,04 \text{ KN/m} ; q_s = 4,37 \text{ KN/m}$$

Méthode de calcul :

a- Méthode forfaitaire

Elle est applicable essentiellement pour les planchers à surcharges d'exploitation modérées.

Conditions d'applications

$$1. \begin{cases} Q < 2G \\ \hat{\sigma}_u \\ Q < 5 \text{ KN/m} \end{cases}$$

2. Moment d'inertie est le même pour toutes les travées.

$$3. \text{ Les portées successives sont : } \begin{cases} 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \\ 0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,25 \end{cases}$$

4. Fissuration peu préjudiciable.

Vérification du domaine d'application :

- | | |
|--|---------------------------|
| 1 ^{ère} condition : $Q = 0,975 \text{ [KN/m]} < 5$ | ➔ Condition vérifiée. |
| 2 ^{ème} condition : $I = \text{constant}$ | ➔ Condition vérifiée. |
| 3 ^{ème} condition : fissuration peu préjudiciable | ➔ Condition vérifiée. |
| 4 ^{ème} condition : $\frac{l_i}{l_{i-1}} \leq 1,25 \quad \frac{3,3}{2,2} = 1,37 > 1,25$ | ➔ Condition non vérifiée. |

Conclusion :

La 4^{ème} condition n'est pas vérifiée donc la méthode forfaitaire n'est pas applicable. Pour cela, on applique la méthode de Caquot.

b- Application de la méthode de Caquot :

Cette méthode est appliquée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée. Cette méthode est basée sur la méthode des poutres continues.

Règle des moments :♦ **Les moments en appuis :**

$$M_a = - \frac{q_w \cdot L_w^3 + q_e \cdot L_e^3}{8,5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

M_a = moment aux appuis dû aux charges réparties sur les deux travées.

$M_a = 0$ Appuis de rive.

q_e : Charge répartie droite de l'appui considéré.

q_w : Charge répartie gauche de l'appui considéré.

Principe de calcul :

Notation de longueur :

$L' = 0,8 L$ travée intermédiaire.

$L = L$ travée de rive.

Cas des charges uniformément réparties.

♦ **Les moments en travées :**

$$M_t = M_w - V_w \cdot X_0 - \frac{q X_0^2}{2}; \quad X_0 = -\frac{V_w}{q}$$

M_t = le moment maximal en travée.

Règle de l'effort tranchant :

$$V_w = \frac{M_w - M_e}{L} - q \frac{L}{2}$$

$$V_e = V_w + q \times L$$

V_w : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

V_e : l'effort tranchant sur l'appui droit.

Calcul des longueurs fictives :

$$L'_{AB} = L_{AB} = L_{IJ} = 3,65 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = L'_{HI} = 0,8 \times 3 = 2,4 \text{ m}$$

$$L'_{CD} = L'_{GH} = 0,8 \times 3,05 = 2,44 \text{ m}$$

$$L'_{DE} = L'_{FG} = 0,8 \times 2,4 = 1,92 \text{ m}$$

$$L'_{EF} = 0,8 \times 3,3 = 2,64 \text{ m}$$

Les résultats obtenus sont dans les tableaux suivant :

A L'ELU :

Travée	M _{West} (KN.m)	M _{est} (KN.m)	M _t (KN.m)	X (m)	V _{west} (KN]	V _{est} (KN)
A-B	0	-7,33	6,72	2,15	-9,02	13,03
B-C	-7,33	-4,16	1,72	1,32	-10,11	8
C-D	-4,16	-3,52	3,18	1,49	-9,42	9
D-E	-3,52	-3,97	0,6	1,23	-7,06	7,43
E-F	-3,97	-3,97	4,25	1,65	-9,96	9,96
F-G	-3,97	-3,52	0,6	1,16	-7,43	7,43
G-H	-3,52	-4,16	3,18	1,56	-9	9
H-I	-4,16	-7,33	1,72	1,67	-8	8
I-J	-7,33	0	6,72	1,49	-13,03	13,03

Tableau III.3 : Moment et Effort tranchants à L'ELU.

A L'ELS :

Travée	M _{West} (KN.m)	M _{est} (KN.m)	M _t (KN.m)	X (m)	V _{west} (KN]	V _{est} (KN)
B.C	0	-5,31	4,86	2,15	-6,52	9,43
C.D	-5,31	-3,01	0,82	1,32	-7,32	5,78
D.E	-3,01	-2,55	2,3	1,49	-6,82	6,51
E.F	-2,55	-2,87	0,43	1,23	-5,11	5,37
F.G	-2,87	-2,87	3,07	1,65	-7,21	7,21
G.H	-2,87	-2,55	0,43	1,16	-5,37	5,11
H.I	-2,55	-3,01	2,3	1,56	-6,51	6,82
I.J	-3,01	-5,31	0,82	1,67	-5,78	7,32
J.K	-5,31	0	4,86	1,49	-9,43	6,52

Tableau III.4 : Moment et Effort tranchants à L'ELS.

Le tableau suivant résume les efforts maximaux en appuis et en travées :

Etat	$M_{t,max}$ (KN.m)	$M_{a,max}$ (KN.m)	V_{max} (KN)
ELU	6,73	7,33	13,03
ELS	4,86	5,31	9,43

Tableau III.5 : les efforts maximaux en appuis et en travées (ELS ; ELU).

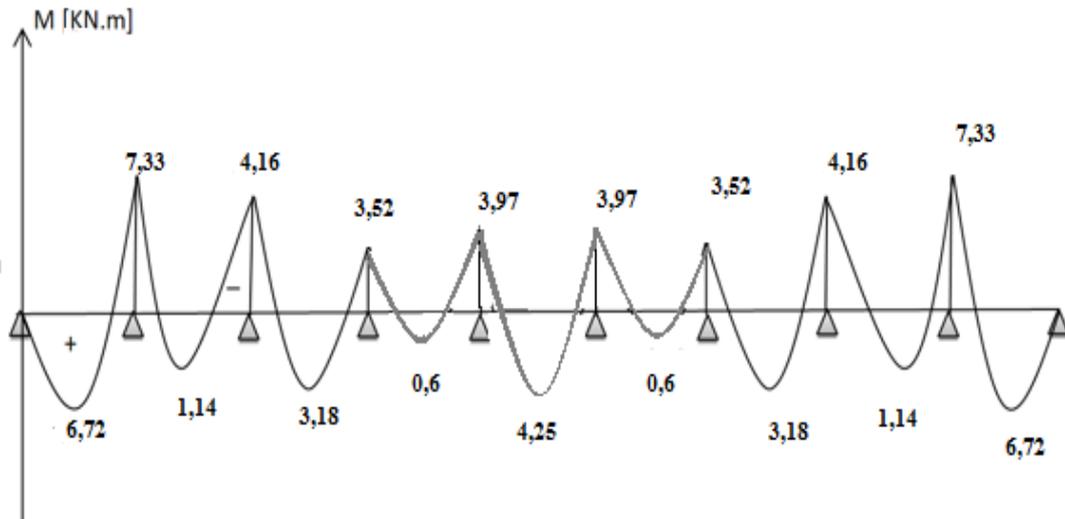


Figure III.10 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELU.

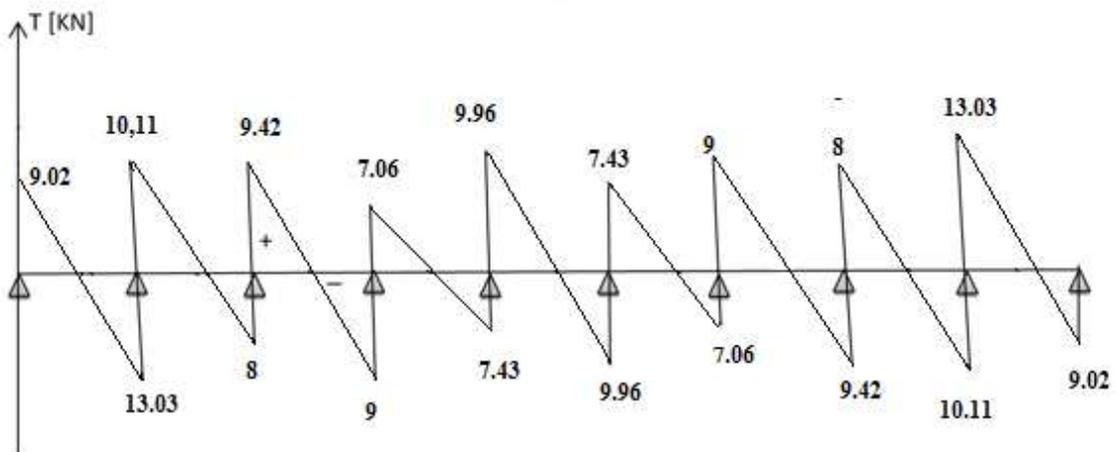


Figure III.11 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELU.

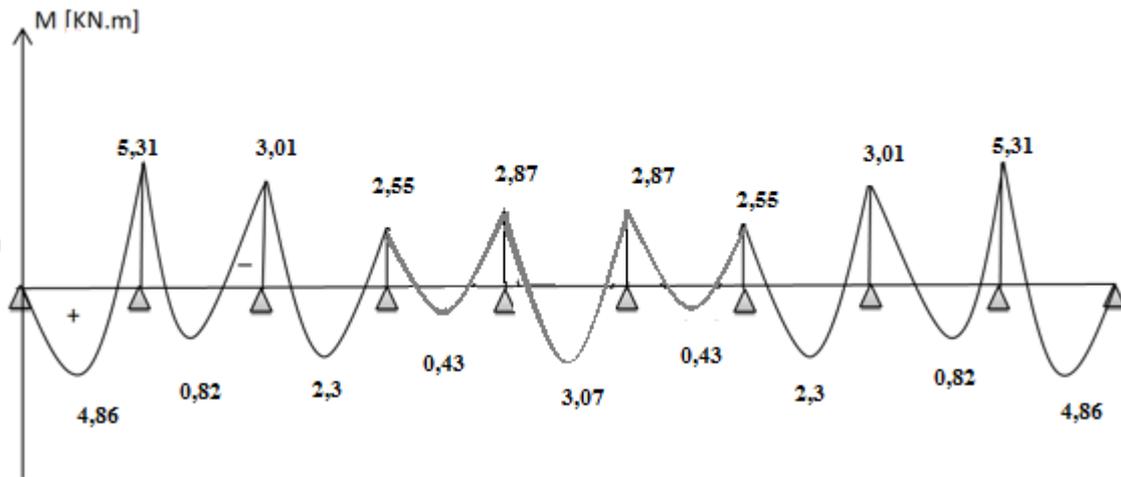


Figure III.12 : Diagramme des moments fléchissant à l'ELS.

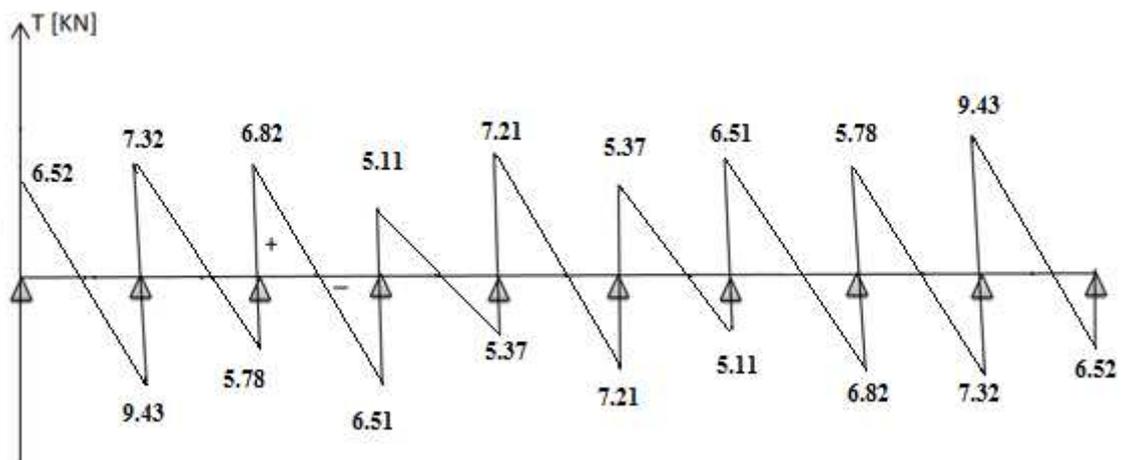


Figure III.13 : Diagramme des efforts tranchant à l'ELS.

III.4.3) Ferrailage a l'ELU :

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T.

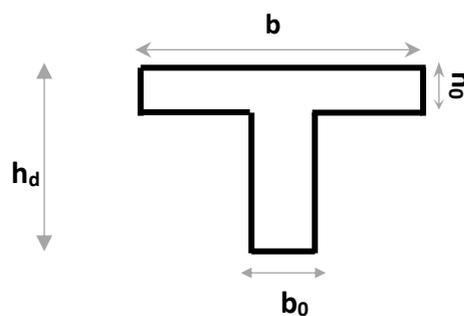
$b = 65 \text{ [cm]}$

$b_0 = 12 \text{ [cm]}$

$h = 20 \text{ [cm]}$

$h_0 = 4 \text{ [cm]}$

$d = 0,8 \times h = 16 \text{ [cm]}$



a) En travée

$$M_{t,max} = 6,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{Tu} = F_{bc} \times Z_b$$

$$Z_b = d - \left(\frac{h_0}{2}\right)$$

$$F_{bc} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu}$$

$$M_{Tu} = (0,65 \times 0,04 \times 14,2 \times 0,14) \times 10^3$$

$$M_{Tu} = 51,688 \text{ KN.m}$$

$M_{Tu} > M_{T,max}$ Donc la zone de compression se trouve dans la table, et la section sera calculée comme une section rectangulaire (b×d).

$$b=65[\text{cm}] \quad d=16 [\text{cm}]$$

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{bd^2 f_{bu}} = \frac{6,73 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,16^2) \times 14,2} = 0,028$$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{tser}} = \frac{6,73}{4,86} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,028 < \mu_{lu} = 0,29 \quad \rightarrow \quad (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0,028 < 0,275 \quad \rightarrow \quad \text{Méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d [1 - 0,6\mu_{bu}]$$

$$Z_b = 16 [1 - 0,6(0,028)] = 15,73 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{Z_b f_{ed}} = \frac{6,73 \times 10^3}{15,73 \times 348} = 1,22 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte: 3T10} \quad \rightarrow \quad A_t = 2,36 [\text{cm}^2]$$

b) Aux appuis :

La section Sera calculée comme une section rectangulaire (b×d) et de largeur b0

$$b=12 [\text{cm}] \quad d=16 [\text{cm}]$$

$$f_{bu} = \frac{0,85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b d^2 f_{bu}} = \frac{7,33 \times 10^{-3}}{0,12 \times (0,16^2) \times 14,2} = 0,16$$

$$\gamma = \frac{M_{a \text{ ult}}}{M_{a \text{ ser}}} = \frac{7,33}{5,31} = 1,38$$

$$\mu_{lu} = [3440\gamma + 49(25) - 3050] \times 10^{-4} = 0,29$$

$$\mu_{bu} = 0,16 < \mu_{lu} = 0,29 \quad \rightarrow \quad (\text{Pas d'armature comprimé } A' = 0).$$

$$\mu_{bu} = 0,16 < 0,275 \quad \rightarrow \quad \text{Méthode simplifiée.}$$

Avec:

$$\alpha_1 = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \quad \rightarrow \quad \alpha_1 = 0,22$$

$$Z_b = d [1 - 0,4\alpha_1] = 0,146 \text{ m}$$

$$A_a = \frac{Mu}{Z_d \times f_{st}} = \frac{7,33 \times 10^{-3}}{0,146 \times 348} = 1,44 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 0,12 \times 0,16 \times \frac{2,1}{400} \quad \rightarrow \quad A_{\min} = 0,23 \text{ cm}^2$$

donc:

$$A_{\min} = 0,23 \text{ cm}^2 < A_{app} = 1,44 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{condition vérifier.}$$

$$\text{On adopte : } 1T12 + 1T10 \quad \rightarrow \quad A_{app} = 1,92 \text{ cm}^2$$

c) Calcul des Armatures transversales :

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haut adhérence.

$$A_{\text{transversale}} = \min (h/35, b_0/10, \phi_l)$$

$$A_{\text{transversale}} = (20/35 ; 12/10 ; 1) = 0,57 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 2T8 \quad \rightarrow \quad A_{\text{transversale}} = 1,01 \text{ cm}^2$$

d) Espacement des armatures transversales (S_t) :

D'après (Art-A.5.1.22/BAEL99).

$$S_t \leq \min \begin{cases} 0,9d \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad \rightarrow \quad \min \begin{cases} 14,4 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{cases} \quad \rightarrow \quad S_t \leq 14,4$$

On prend S_t = 14 cm

III.4.4) Vérification a l'ELU :

- condition de non fragilité :

$$A_u \geq A_{\min} = 0.23 \times b \times d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 0,23 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 2,36 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0,23 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$A_a = 1,92 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.23 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement pour le cas le plus défavorable suffira :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_u = 13,03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{13,03 \times 10^{-3}}{0,12 \times 0,16} = 0,67 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,67 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

- Vérification de l'adhérence aux appuis :

$$\tau_{se} \leq \bar{\tau}_{se} = \Psi_s f_{t28} = 3,15 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = \frac{v_u}{0,9 \times d \times \sum u_i} = \frac{13,03 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,16 \times 3 \times 3,14 \times 1} = 0,96 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{se} = 0,96 \leq \bar{\tau}_{se} = 3,15 \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

III.4.5) Vérification a l'ELS :

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Condition
Travée	4,86	2,36	0,04	2,21	15	123,4	201,6	Vérifiée
Appui	5,31	1,92	0,04	2,36	15	134,9	201,6	Vérifiée

Tableau III.6 : Vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier.

Vérification de la flèche :

On doit vérifier que :

- 1) $\frac{h}{l} \geq 1/16$ 2) $\frac{A}{bd} \leq 4,2 / f_{e0}$ 3) $\frac{h}{l} \geq Mt/10.Ma$
- 1) $\frac{h}{l} = 20/365 = 0,054 < 1/16 = 0,0625$ → Condition non Vérifiée.
- 2) $\frac{A}{bd} = 2,36 / (12 \times 18) = 0,011 < 4,2 / f_e = 0,0105$ → Condition Vérifiée.
- 3) $\frac{h}{l} = 20/365 = 0,054 < 4,86 / (10 \times 5,31) = 0,092$ → Condition non Vérifiée.

Puisque les deux conditions (1 et 3) ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Calcul de la flèche :

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} \leq \bar{f} \quad \text{Tel que : } \bar{f} = \frac{365}{500} = 0.73 \text{ cm} \quad (L = 3.65 \text{ m})$$

Calcul des modules de déformation

$$E_i = 11000 (f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 32164.20 \text{ MPa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.40 \text{ MPa}$$

Aire de la section homogénéisée

$$B_0 = bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s = (65 \times 4) + (20 - 4) \times 12 + 15 \times 2.36$$

$$B_0 = 487.4 \text{ cm}^2$$

Moment statique

$$S_{/xx} = bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d$$

$$S_{/xx} = 65 \times 4 \times \frac{4}{2} + (20 - 4) \times 12 \times \left(\frac{20 - 4}{2} + 4 \right) + 15 \times 2.36 \times 18$$

$$S_{/xx} = 3461.2 \text{ cm}^3$$

Position de centre de gravité

$$V_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0 \right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s} = 3461.2 / 487.4 = 7.1 \text{ cm}$$

$$V_2 = h - V_1 = 20 - 7.1 = 12.9 \text{ cm}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Moment d'inertie de la section totale homogène "I₀"

$$I_0 = \frac{b_0}{3}(V_1^3 + V_2^3) + h_0(b - b_0)\left(\frac{h_0^2}{12} + V_1 - \frac{h_0}{2}\right) + 15A_s(V_2 - c)^2$$

$$I_0 = \frac{12}{3}(7.1^3 + 12.9^3) + 4(65 - 12)\left(\frac{4^2}{12} + 7.1 - \frac{4}{2}\right) + 15 \times 2.36 \times (12.9 - 2)^2$$

$$I_0 = 15588.14 \text{ cm}^4$$

Calcul des coefficients

$$\delta = \frac{A_s}{b_0 d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\delta = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011$$

$$\lambda_i = \frac{0.02 f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} = \frac{0.02 \times 2.1}{0.011 \left(2 + 3 \times \frac{12}{65}\right)} = 1.49$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = \frac{2}{5} \times 1.49 = 0.596$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_{st} = 240 \text{ MPa}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 f_{t28}}{4 \delta \sigma_s + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.011 \times 240 + 2.1} = 0.71$$

Calcul de d'inerties fictives

$$I_{fv} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_v \mu} = \frac{1.1 \times 15588.14}{1 + 0.596 \times 0.71} = 12048.5 \text{ cm}^2$$

Calcul de la flèche due aux déformations différées

$$f_v = \frac{M_{ser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fv}} = \frac{4.86 \times 3650^2 \times 10}{10 \times 10721.40 \times 12048.5} = 0.50 \text{ cm}$$

$$f_v = 0.5 \text{ cm} < \overline{f_v} = 0.73 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc les poutrelles seront ferrillées comme suit :

Aux travées : $3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Aux appuis : $1T12 + 1T10 = 1,92 \text{ cm}^2$

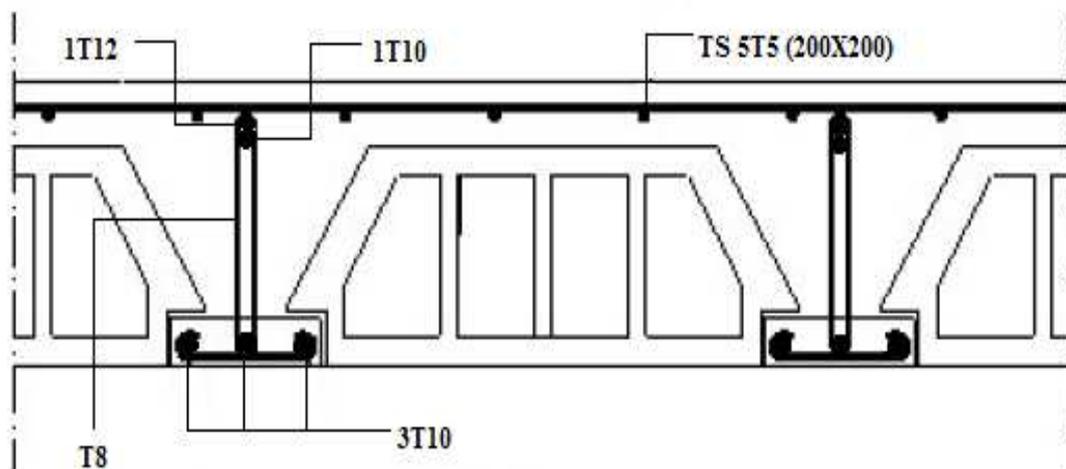


Figure III.14 : Schéma de ferrillage des poutrelles.

III.5) Dalle pleine :

III.5.1) Introduction :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armée qui repose sur deux, trois ou quatre appuis.

III.5.2) charges et surcharge et leurs combinaisons :

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	q _u (KN/m ²)	q _{ser} (KN/m ²)
Plancher terrasse	8,5	1	12,98	9,5
Plancher RDC étage courant	7,4	1,5	12,24	8,9

Tableau III.7 : Evaluation des charges.

Remarque : On calcul juste pour l'étage terrasse et on généralise pour les autres niveaux.

III.5.3) Principe de la méthode de calcul :

En fonction du rapport des dimensions en plan ($\alpha = l_x / l_y$) mesurés entre nus d'appuis (Avec $l_x < l_y$), et du coefficient de poisson ν du matériau, les tables de BARES nous permettent de déterminer les coefficients μ_x et μ_y .

Le calcul se fait à l'ELU avec $\nu = 0$ et à l'ELS avec $\nu = 0,2$.

Le principe est basé sur l'évaluation des sollicitations en supposant que le panneau de la dalle soit articulé sur le contour puis on procédera à la ventilation de ces sollicitations sur la travée et les appuis (compte tenue de l'encastrement crée par la liaison plancher voile).

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,45}{5,45} = 1$$

$\alpha > 0.4$ Donc la dalle travaille dans les deux sens.

Les moments isostatiques au centre du panneau sont :

Sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times Pu \times l_x^2$

Sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

A L'ELU :

$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^2 [1-0,95(1-\alpha)^2] \geq 1/4 \end{cases}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} \mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)} \\ \mu_y = \alpha^2 [1+3/2(1-\alpha)^2] \geq 1/4 \end{cases}$$

Dans notre ouvrage on a des dalles appuyées sur 4 côtés de rive :

Selon le BAEL :

On doit vérifier : $M_t + \frac{M_e + M_w}{2} \geq 1,25 M_0$

Avec : M_t : moment en travée.

M_0 : moment maximal.

M_e, M_w : moments absolues à gauche et à droite de l'appui.

III.5.4) Calcul des moments :

Rapport des cotés (L_x / L_y) : $\alpha = 1$

La Charge permanent : $G = 8,5 \text{ KN/m}^2$

La Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

Le calcul se fait pour la terrasse.

Effort ultime repris par le plancher :

$$P_u = (1,35G + 1,5Q)$$

$$P_u = 12,98 \text{ KN/m}^2$$

$$P_s = G + Q$$

$$P_s = 9,5 \text{ KN/m}^2$$

Détermination des coefficients μ_x et μ_y :

ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,037 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,042 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

Calcul des moments isostatiques :

ELU

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0(x) = 14,26 \text{ KN.m} \\ M_0(y) = 14,26 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

ELS

$$\left\{ \begin{array}{l} M_0(x) = 11,85 \text{ KN.m} \\ M_0(y) = 11,85 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments sur appuis:

	M_{w_x} (KN.m)	M_{e_x} (KN.m)	M_{w_y} (KN.m)	M_{e_y} (KN.m)
ELU	4,28	4,28	4,28	4,28
ELS	3,55	3,55	3,55	3,55

Tableau III.8 : Calcul des moments sur appuis.

Calcul des moments travée :

	M_{tx} (KN.m)	M_{ty} (KN.m)
ELU	12,12	12,12
ELS	10,07	10,07

Tableau III.9 : Calcul des moments en travée.

III.5.5) Ferrailage a l'ELU :

Pour assurer la stabilité et la rigidité de notre plancher, on va opter à choisir la dalle suivante :

Dalle reposant sur quatre appuis (D_1) de dimension : $5,45 \times 5,45$ et épaisseur $e = 20$ cm

D'après BAEL91 :

Le calcul se fera à l'ELU en flexion simple pour une bande de 1m.

- Selon le L_y :

$$h_0 = 0.2 \text{ m}$$

$$A_{y.min}(cm^2/ml) = \begin{cases} 8h \dots f_{e400} \\ 6h \dots f_{e500} \end{cases}$$

$$A_{y.min} = 8h_0 = 8 \times 0.2 = 1.6 \text{ cm}^2/ml$$

- Selon le L_x :

$$A_{x.min}(cm^2/ml) = A_{y.min} \times \frac{3-\alpha}{2} = 1.6 \times \frac{3-1}{2} = 1,6(cm^2/ml)$$

Espacement maximal :

$$St \text{ min (33cm, 3ht)} \quad \rightarrow \quad St = 20 \text{ cm}$$

Le calcul se fait en flexion simple.

		M (KN.m)	A (cm ²)	A _{min} (cm ²)	choix	A _{adp} (cm ²)	St (cm)
Travée	Sens x-x	12,12	2,02	1,6	5HA10	3.93	20
	Sens y-y	12,12	2,02	1,6	5HA10	3.93	20
Appuis	Sens x-x	4,28	0,71	1,6	5HA10	3.93	20
	Sens y-y	4,28	0,71	1,6	5HA10	3.93	20

Tableau III.10 : Ferrailage de la dalle.

III.5.6) Vérifications à L'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min\left\{0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5\right\} \text{ (MPa)} = 3,33 \text{ MPa}$$

$$V_{u_x} = \frac{p_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = \frac{12,98 \times 5,45}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{1}{2}} = 23,58 \text{ KN}$$

$$V_{u_y} = \frac{p_u \times l_x}{3} = \frac{12,98 \times 5,45}{3} = 23,58 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_o \cdot d} = \frac{23,98 \times 10^{-3}}{1 \times 0,18} = 0,131 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,131 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \rightarrow$ Condition vérifié.

III.5.7) Vérifications a L'ELS :

	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Condition
Travée	10,07	3,93	0,04	2,96	15	159,1	201,6	Vérifiée
Appui	3,55	3,93	0,04	1,04	15	56,1	201,6	Vérifiée

Tableau III.11 : Vérification de la contrainte dans le béton et dans l'acier.

Vérification de la flèche :

1) $\frac{h}{l} \geq 1/16$ 2) $\frac{A}{bd} \leq 4,2 / f_{e0}$ 3) $\frac{h}{l} \geq Mt/10.M_0$

1) $\frac{h}{l} = 0,2 > 1/16 = 0,0625 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

2) $\frac{A}{bd} = 0,0022 < 4,2 / f_e = 0,0105 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

3) $\frac{h}{l} = 0,2 > Mt/10.M_0 = 0,18 \rightarrow$ Condition Vérifiée.

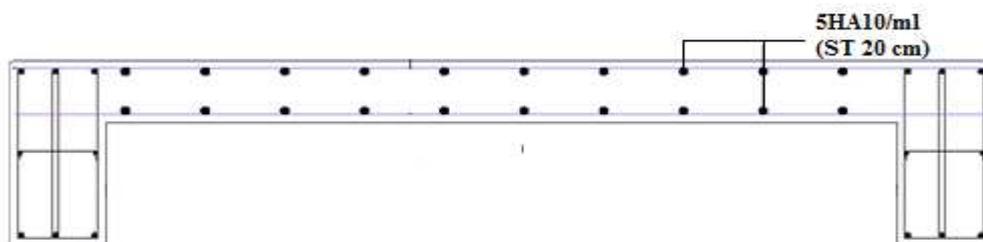


Figure III.15 : Coupe verticale de la dalle pleine.

III.6) poutre palière :

La poutre palière est destinée à supporter son poids propre, la réaction de la paillasse et le poids du mur. Elle est complètement encastree dans les poteaux.

III.6.1) Prédimensionnement :

$$\left. \begin{matrix} h_t = 35\text{cm} \\ b = 30\text{cm} \end{matrix} \right\} \Rightarrow \frac{h_t}{b} = 1,16 < 4 \quad \text{Condition vérifiée}$$

III.6.2) Armatures longitudinales :

Les moments maximaux en travées et en appuis sont obtenus par le logiciel de calcul **ETABS**.

Les résultats obtenus sont regroupée dans le tableau suivant :

Poutre	M (KN.m)		A cal (cm ²)	A _{Rpa min} (cm ²)	A _{bael} (cm ²)	ferraillage	A _{adpt} (cm ²)
	30x35	appuis	68,1	5,54	5,25		1,14
travée		64,27	5,21	3T16		6,03	

Tableau III.12 : ferrailage de la poutre palière.

III.6.3) Armatures transversale :

D'après (BAEL Art 7.4.2.3) :

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\text{min}} \right\} \quad \phi_t \leq \min\{1; 3; 1,6\}$$

On prend $\phi_t = 8 \text{ (mm)}$

L'espacement maximal :

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \min (h/4 ; 12\phi_L ; 30) \dots \text{en zone nodale.} \\ St \leq h/2 \dots \dots \dots \text{en zone courante.} \end{array} \right.$$

Poutre palière (30x35)

$St \leq \min (8,75 ; 16,8 ; 30) \dots \dots \text{en zone nodale.}$

Donc on adopte $St = 8 \text{ cm.}$

$St \leq 17,5 \text{ cm} \dots \dots \text{en zone courante.}$

Donc on adopte $St = 15 \text{ cm.}$

Selon le RPA99 version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

$$= 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

On prend: 4T8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

III.6.4) Vérifications :

La condition de non fragilité : (BAEL91)

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{Avec } f_{t28} = 2,1 [\text{MPa}] \quad ; \quad f_e = 400 [\text{MPa}]$$

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23(30)(0,9 \times 35) \frac{2,1}{400} = 1,14 \text{ cm}^2$$

Cisaillement du béton :

On doit vérifier la condition ci-après : $\tau_u = \frac{V_u}{bd} < \bar{\tau}_u$

V_u : l'effort tranchant maximum

b : largeur de la section de la poutre

d : hauteur utile

$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,20 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}\right) \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

POUTRE	V_u (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	condition
30X35	52,56	0,556	3,33	vérifier

Tableau III.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement.

Contrainte de compression dans le béton :

POUTRE	M (KN.m)	$A_{s \text{ sup}}$ (cm^2)	$A_{s \text{ inf}}$ (cm^2)	Y (m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	
30X35	appui	24,4	6,03	6,03	0,1	3,89	15
	travée	21,44	6,03	6,03	0,1	3,42	15

Tableau III.14 : Vérification de la contrainte dans le béton.

Chapitre IV
Etude dynamique et sismique

IV.1) Introduction :

Le dimensionnement ou la vérification des structures au séisme a généralement pour but d'assurer la protection des vies humaines et de limiter l'étendu des dommages aux ouvrages et aux biens. La réponse d'une structure aux sollicitations dynamiques engendrées par un séisme

Le séisme est un phénomène très complexe qui dépend de nombreux facteurs, tels que l'intensité et la durée des secousses. Ainsi pour un chargement dynamique on a recouru à une étude dynamique de la structure, qui nous permet d'évaluer les résultats les plus défavorables de la réponse et de prendre en considération dans le calcul de l'ouvrage.

IV.2) L'étude dynamique :**IV.2.1) Objectif de l'étude dynamique :**

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.2) Présentation du logiciel de calcul ETABS :

Nom du program: Extended Analysis of Building Systems

Version : 9.6.0

Entreprise productrice : Computers and structure. Berkeley, Californie, USA.

Les principales caractéristiques de ce logiciel :

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (*Euro code, UBC, ACI..Etc.*). De plus de par sa spécificité pour le calcul des bâtiments, *ETABS* offre un avantage certain par

rapport aux codes de calcul à utilisation plus étendue. En effet, grâce à ces diverses fonctions il permet une décente de charge automatique et rapide, un calcul automatique du centre de masse et de rigidité, ainsi que la prise en compte implicite d'une éventuelle excentricité accidentelle. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment (plancher, dalle, trumeau, linteau etc.).

ETABS permet également le transfert des données avec d'autres logiciels (*AUTOCAD*, *SAP2000* et *SAFE*).

IV.2.3) Modélisation de la structure étudiée :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre infini de degré de liberté (DDL) par un modèle ayant un nombre fini de DDL, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes ; La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure.

La modélisation est décomposée en 8 étapes principales suivantes :

- **1^{er}** étape : consiste à la création de la géométrie de base de la structure à modéliser.
- **2^{ème}** étape : consiste à la définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés.
- **3^{ème}** étape : consiste à l'affectation des propriétés géométrique des éléments.
- **4^{ème}** étape : consiste à spécifier les conditions aux limites (appuis, encastrement... etc.) pour la structure à modéliser.
- **5^{ème}** étape : on va définir les charges appliquées sur la structure à modéliser (la charge verticale et le spectre de réponse qui correspond à la charge horizontale).
- **6^{ème}** étape : c'est la définition et l'attribution des combinaisons de charges.
- **7^{ème}** étape : consiste à démarrer l'exécution du problème mais avant l'exécution il y a lieu de spécifier le nombre de mode propre à prendre en considération et la création d'un fichier résultat et l'indication de son contenu.
- **8^{ème}** étape : c'est visualiser les résultats de l'analyse.

IV.2.4) La disposition des voiles :

La disposition des voiles doit satisfaire certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante tout en restant dans le domaine économique.
- assurer une excentricité minimale.

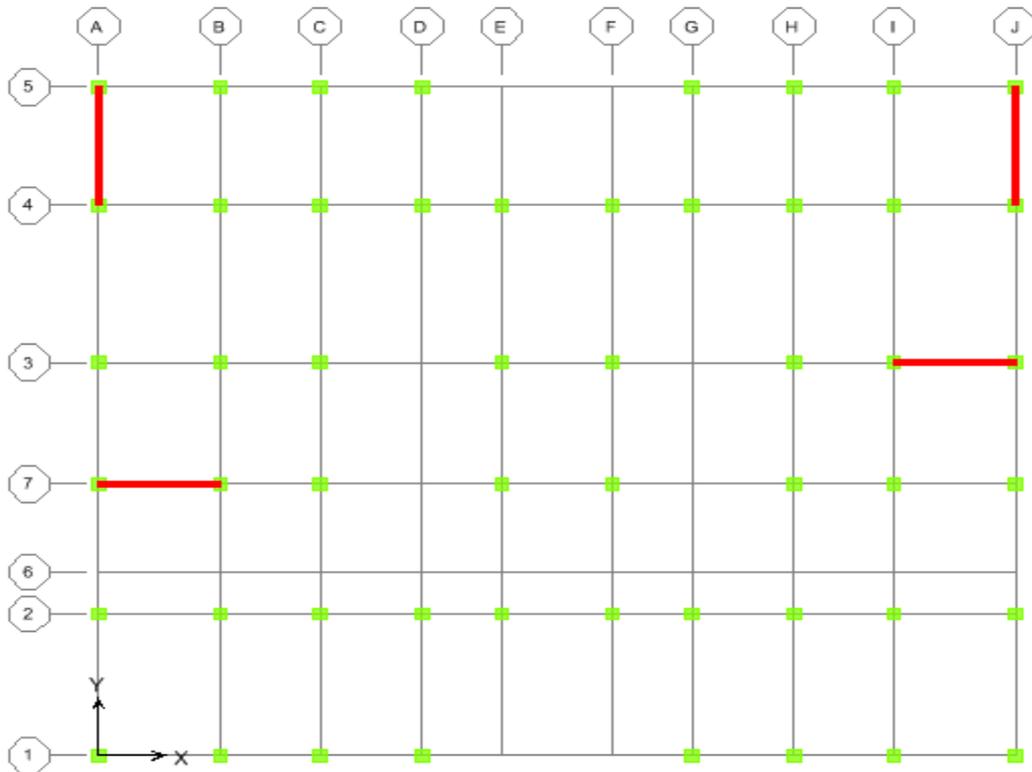


Figure IV.1 : La disposition des voiles.

IV.2.5) Caractéristiques géométrique du bâtiment :

Les sources de masse pour l'étude dynamique sont les charges permanentes et les surcharges d'exploitations.

$$W = \sum_{i=1}^n w_i \quad \text{avec : } W_i = W_{Gi} + \beta w_{Qi}$$

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes.

w_{Qi} : charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération. Il est donné par le tableau (4.5) R.P.A 2003 ($\beta = 0,2$)

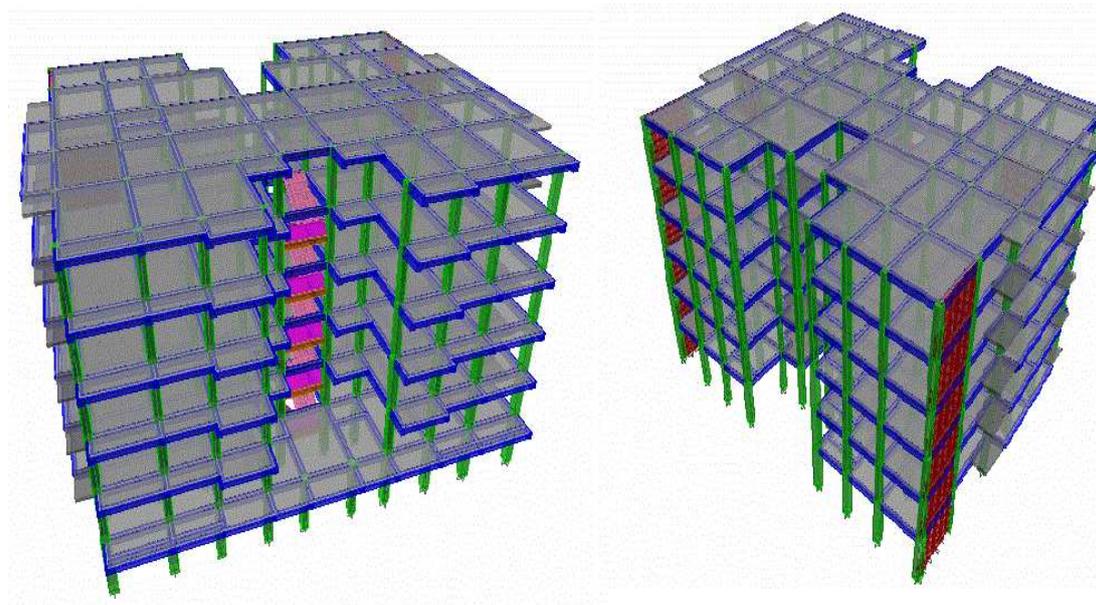


Figure IV.2 : La forme finale du bâtiment en 3D.

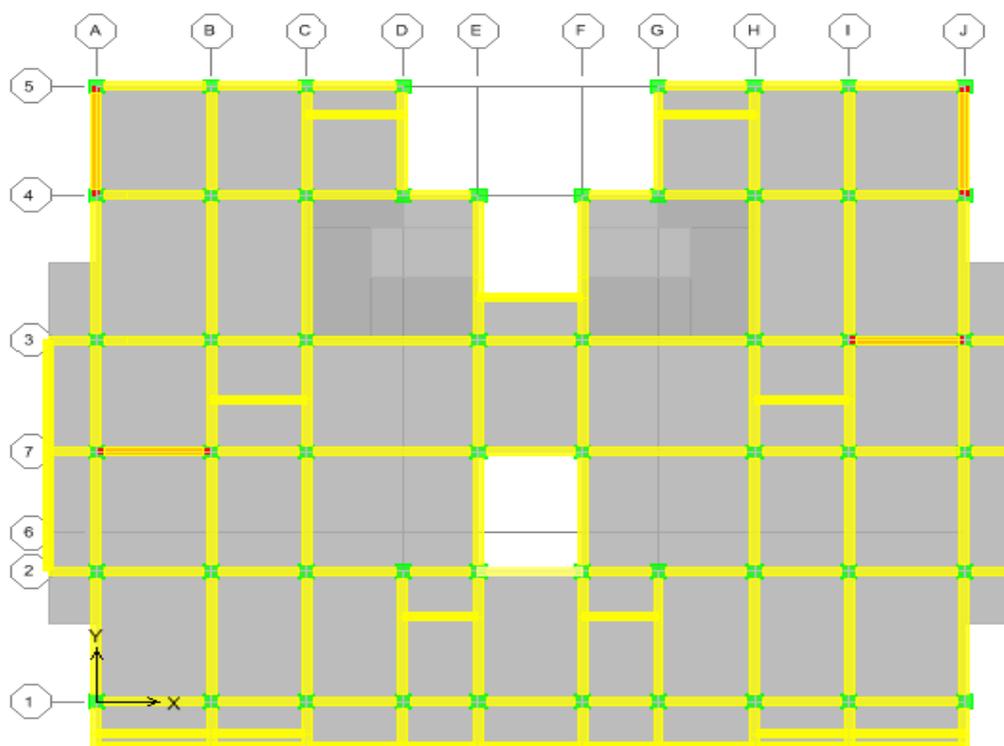


Figure IV.3 : Vu en plan du RDC.

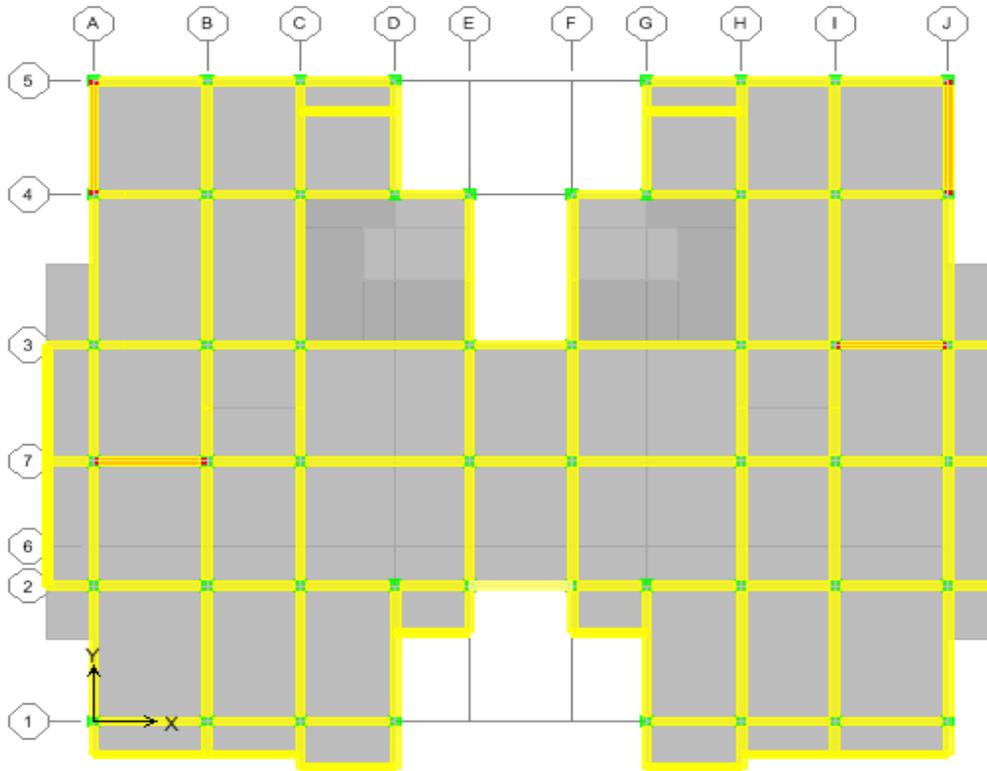


Figure IV.4 : Vu en plan de l'étage courant et terrasse.

Centre de masse :

La détermination du centre de masse est basée sur le calcul des centres de masse de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieur).

Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$X_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot x_{Y_{Gi}}}{\sum_{i=1}^n M_i} \quad Y_G = \frac{\sum_{i=1}^n M_i \cdot x_{X_{Gi}}}{\sum_{i=1}^n M_i}$$

Avec :

M_i : la masse de l'élément i .

X_i, Y_i : coordonnées du CDG de l'élément i par rapport au repère global.

Centre de rigidité :

Le centre de torsion est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux .en générale deux cas se présentent :

- Si le centre de masse et le centre de torsion sont confondus, les efforts horizontaux (séisme, vent ... etc.) ne provoquent sur la structure qu'une translation.
- Si par contre le centre de masse est excentré par rapport au centre de torsion, la structure subi une translation et une rotation en même temps.

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle égale à $(\pm 0,05L)$ (ART 4.3.7 RPA 2003), (L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Le tableau suivant représente le centre de masse et centre de torsion ainsi que la masse total de la structure obtenue à partir de fichier résultat de l'analyse par le logiciel ETABS :

Plancher	Masse (KN)	Centre de masse		Centre de rigidité		Excentricité	
		XCM(m)	YCM(m)	XCR(m)	YCR(m)	ex(m)	ey(m)
Terrasse	597,620	13,753	11,01	13,755	11,443	-0,002	-0,433
ETG4	665,819	13,753	11,075	13,754	11,426	-0,001	-0,351
ETG3	669,819	13,75	11,058	13,753	11,423	-0,003	-0,365
ETG2	677,255	13,75	11,067	13,752	11,419	-0,002	-0,352
ETG1	686,128	13,75	11,075	13,752	11,403	-0,002	-0,328
RDC	752,556	13,75	10,478	13,75	11,399	0	-0,921

Tableau IV.1 : Centre de masse et Centre de torsion de chaque étage.

IV.3 Modélisation dynamique :**IV.3.1) Introduction :**

Vu que notre ouvrage est implanté dans une zone de forte sismicité, le système de contreventement doit contenir des voiles pour la reprise des efforts horizontaux dus au séisme et notre conception doit satisfaire les conditions exigées par le règlement parasismique algérien qu'elle soit régulière ou irrégulière car l'expérience montre que l'application des règles parasismiques limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques. Nous avons considéré un modèle tridimensionnel à 3 degrés de

liberté (deux translations et une rotation) où toutes les charges sont supposées concentrées au niveau des planchers

IV.3.2) Présentation des différentes méthodes de calcul de la force sismique :

Différentes méthodes ont été élaborées pour estimer les forces sismiques pouvant solliciter une structure.

On citera :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

A. Méthode statique équivalente :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents au mouvement du sol dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies à priori par le projeteur.

B. Méthode d'analyse modale spectrale :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

C. Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Le même principe que la méthode d'analyse spectrale sauf que pour ce procédé, au lieu d'utiliser un spectre de réponse de forme universellement admise, on utilise des accélérogrammes réels.

IV.3.3) Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier les conditions suivantes du **RPA99/V 2003**.

Méthode statique équivalente :

Pour l'utiliser on doit satisfaire les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou bloc étudié satisfaisait aux conditions de régularité en plan et élévation avec une hauteur du bâtiment au plus égale a 65 m en zone II à 30 m en zone III et IIb.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, les conditions complémentaires suivantes :

Zone I : tous les groupes d'usages.

Zone II : Groupe d'usage 3

Groupe d'usage 2 $H_t \leq 7$ niveaux ou 23 m.

Groupe d'usage 1B $H_t \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1A $H_t \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Zone III : Groupe d'usage 2 et 3 $H_t \leq 5$ niveaux ou 17 m.

Groupe d'usage 1B.... $H_t \leq 3$ niveaux ou 10 m.

Remarque :

Le bâtiment étudié n'est pas régulier en élévation et en plan. Cet immeuble est implanté en zone III et de groupe d'usage 2 mais il dépasse 17 m.

Les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes vérifiées, donc on utilise la méthode modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le **RPA99/V2003**.

IV.3.4) Application de la méthode dynamique modale spectrale :

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

$$\eta = 7 / (2 + \xi) \geq 0.7$$

η : Facteur de correction d'amortissement

ξ : Pourcentage d'amortissement critique

R : Coefficient de comportement de la structure.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Q : Facteur de qualité.

g : accélération de la pesanteur.

IV.3.4.1) Classification du site :

Selon le **RPA2003 (ART .3.3.1)** Les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Selon le rapport géotechnique relatif à notre bâtiment, on est en présence d'un sol meuble.

Donc de catégorie **S3**.

IV.3.4.2) Périodes caractéristiques T1, T2 :

Pour un site de catégorie **S3** on a : T1 = 0.15 sec ; T2 = 0.50 sec

Selon (**TAB 4.7 RPA 2003**).

IV.3.4.3) Coefficient d'accélération de zone III :

Le coefficient d'accélération est choisi suivant la zone sismique III et le groupe d'usage du bâtiment.

Dans notre cas (bâtiment à usage d'habitation de groupe 2) : A= 0.25.

TAB 4.1 (RPA2003).

IV.3.4.4) Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la **formule (4-4/RPA99/2003) :**

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité (q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au **tableau (4 .4 R.P.A 2003).**

Critère q	Pénalité P _q
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0.05
2. Redondance en plan	0.05
3. Régularité en plan	0.05
4. Régularité en élévation	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0
Q=1+∑Pq=1.2	

Tableau IV.2 : valeurs des pénalités Pq.

IV.3.4.5) Estimation de la période fondamentale.

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser est donnée par le **RPA99/version2003** par la formule :

$$T = CT h_N^{3/4} \dots\dots\dots (4-6)$$

Avec :

- **h_N** : hauteur mesurée en mètre a partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N) :

h_N = 19.23 m

- **CT** : est un coefficient qui est fonction du système de contreventement, du type de remplage et est donné par le **tableau 4.6 du RPA99/version2003**

On a un contreventement assuré partiellement par des voiles en béton armé :

D'où : **CT = 0.05**

Donc : **T = 0,05 × (19.23)^{3/4} = 0.459 s**

Remarque :

La période obtenue par ETABS (T_{dyn}) ne doit pas dépasser la période fondamentale calculé par la formule de RPA (T_{RPA}) :

$$T_{dyn} = 0.572 \text{ s} < 1.3T_{RPA} = 0.596 \text{ s.}$$

IV.3.4.6) Facteur d'amplification dynamique moyen D :

Le facteur d'amplification dynamique moyen est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η), et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ sec} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_2 : période caractéristique, associée à la catégorie du site donnée par le (**Tableau 4.7 art 4.2.3**) de (**RPA 99/Ver.2003**). On a pour un site meuble (S3) $\rightarrow T_2 = 0.50$ secondes.

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \rightarrow \eta = 0.88$$

Pour $\xi = 7\%$ on a : $\eta = 0,88$, $T_2 = 0.50 \text{ sec}$

$$D = 2,5 \times 0.88 \rightarrow D = 2,2.$$

IV.3.4.7) Coefficient de comportement global de la structure " R " :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) R.P.A 2003 en fonction du système de contreventement. Dans notre cas nous considérons le système (4a) (système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction (portiques – voiles).

Justification du système de contreventement :

Pour justifier le contreventement mixte, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.

Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Niveau	Charge reprise...en (KN)		Pourcentage %	
	Voile	Portique	Voile	Portique
RDC	7258,8	38048,24	16,02	83,98

Tableau IV.3 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges verticales.

Niveau	sens	Charge reprise...en (KN)		Pourcentage %	
		Voile	Portique	Voile	Portique
RDC	Vx	3207,2	1363,82	70,16	29,84
	Vy	3471,31	1271,2	73,20	26,80

Tableau IV.4 : Pourcentage des sollicitations dus aux charges horizontales.

IV.3.5) Présentation des résultats de la méthode dynamique spectrale :**Spectre de réponse :**

Pour le calcul du spectre de réponse on utilise le **Spectre RPA 2003**.

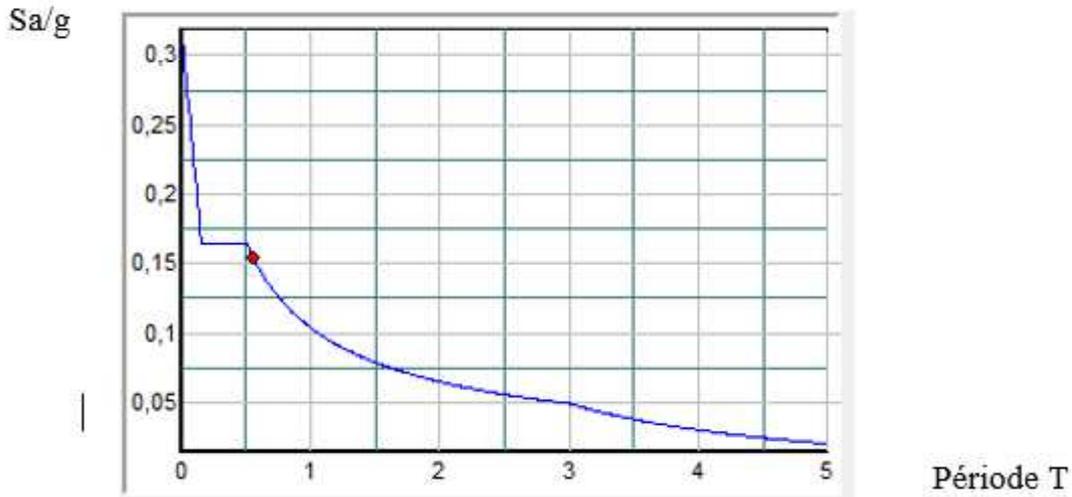


Figure IV.5 : Diagramme de spectre de calcul.

Nombre des modes à considérer :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans 2 directions orthogonales le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure.
- Que tous les modes ayant une masse modales effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soit retenus pour détermination de la repense totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de 3 dans chaque direction considérée.

Les résultats obtenus par le logiciel (ETABS) sont représentés dans le tableau suivant :

Mode	Période (s)	UX %	UY %	RZ %	SumUX %	SumUY %	SumRZ %	Nature
1	0,572	70,869	0,097	0,648	70,869	0,097	0,648	Translation
2	0,546	0,099	71,084	0,002	70,967	71,181	0,649	Translation
3	0,494	0,747	0,000	70,018	71,714	71,182	70,667	Rotation
4	0,153	18,496	0,004	0,167	90,210	71,186	70,834	/
5	0,148	0,000	0,205	0,000	90,210	71,391	70,834	/
6	0,147	0,000	0,748	0,000	90,210	72,139	70,834	/
7	0,146	0,001	0,000	0,006	90,211	72,139	70,840	/
8	0,145	0,005	14,649	0,000	90,216	86,788	70,840	/
9	0,141	0,001	0,026	0,000	90,217	86,814	70,840	/
10	0,139	0,001	0,529	0,002	90,217	87,343	70,842	/
11	0,134	0,000	0,000	0,000	90,218	87,343	70,842	/
12	0,134	0,001	0,028	0,000	90,218	87,371	70,843	/
13	0,131	0,000	3,261	0,000	90,218	90,632	70,843	/
14	0,124	0,104	0,000	19,902	90,322	90,632	90,745	/
15	0,073	6,404	0,000	0,097	96,726	90,632	90,841	/
16	0,068	0,000	6,325	0,000	96,726	96,957	90,841	/

Tableau IV.5 : Périodes, modes et facteurs de massiques modes participation.

Schémas des trois premières modes de vibration :

1^{ère} mode : c'est un mode de translation selon X de période $T = 0,572$ sec.

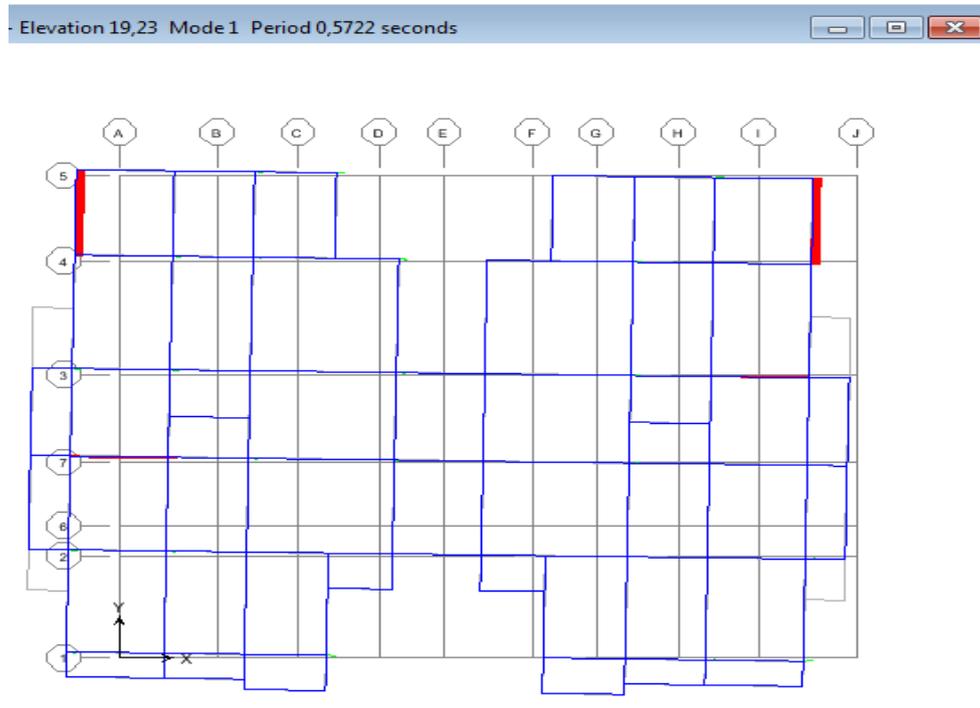


Figure IV.6 : 1^{ère} mode de vibration.

2^{ème} mode : c'est un mode de translation selon Y de période $T = 0,546$ sec.

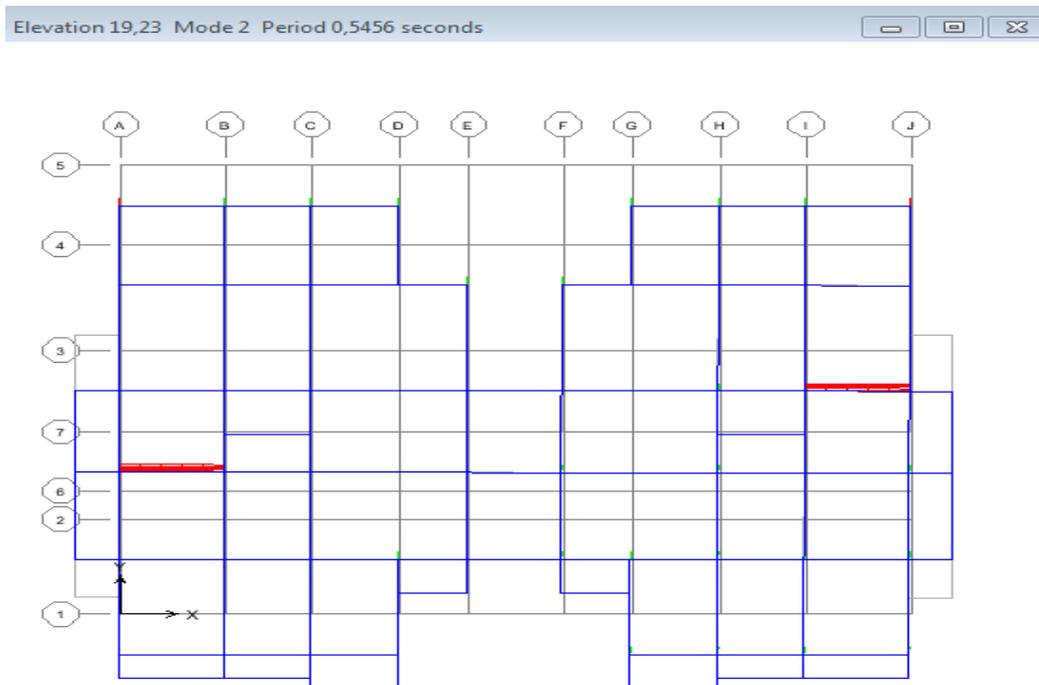


Figure IV.7 : 2^{ème} mode de vibration.

3^{ème} mode : c'est un mode de torsion selon Z de période $T=0,494$ Sec.

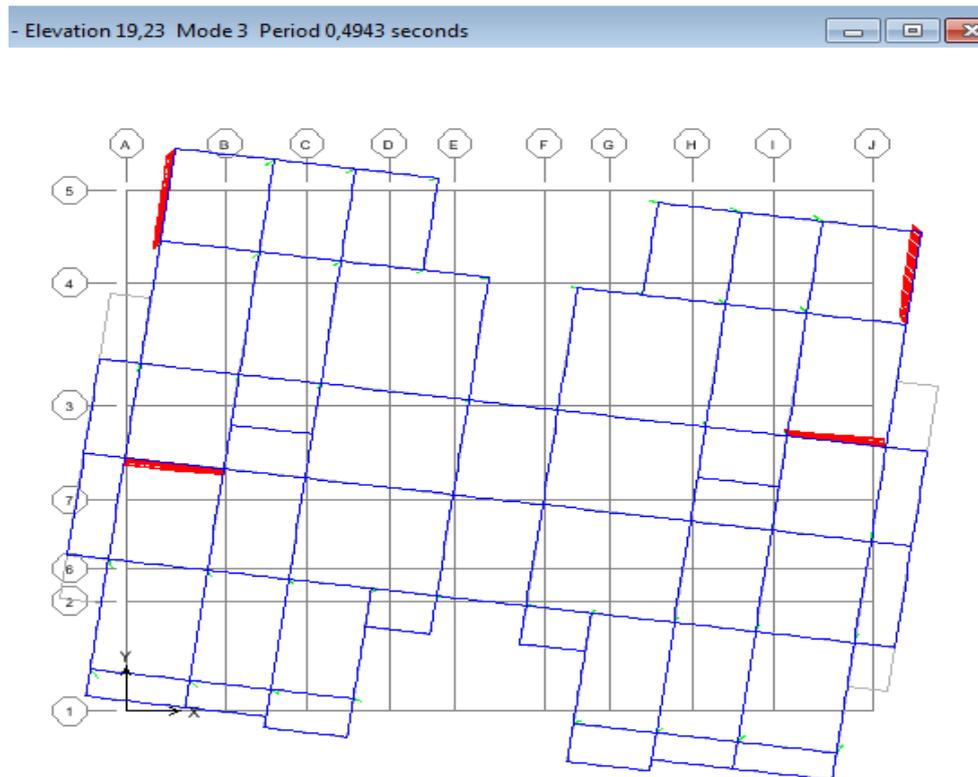


Figure IV.8 : 3^{ème} mode de vibration.

IV.4) Les vérifications des exigences de RPA99/Version 2003 :

IV.4.1) vérification vis-à-vis des déplacements inter étage :

Le R.P.A 2003 exige de vérifier que les déplacements entres niveaux ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage. (Le déplacement admissible est :

$$\Delta k \text{ adm} = 1\%h_0$$

(Art 5.10 RPA 2003)

Le déplacement horizontal à chaque niveau " k " de la structure est calculé comme suit.

$$\delta_k = R \cdot \delta_{ek} \text{ (Art 4 - 19 - R.P.A 2003).}$$

Avec :

δ_{ek} : Déplacement horizontal dû aux forces sismiques.

R : Coefficient de comportement.

h_0 : est la hauteur d'étage.

Le déplacement relatif au niveau " k " par rapport au niveau " k-1 " est égal à :

$$\Delta = \delta_k - \delta_{k-1} \text{ (Art 4 - 20 R.P.A 2003)}$$

Les résultats sont donnés dans les deux tableaux suivants :

▪ Sens longitudinal :

sens x-x							
Niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\Delta_{k adm}$ (m)	OBSERVATION
5	0,0176	5	0,088	0,072	0,016	0,0315	vérifier
4	0,0144	5	0,072	0,055	0,017	0,0315	vérifier
3	0,011	5	0,055	0,037	0,018	0,0315	vérifier
2	0,0074	5	0,037	0,0205	0,0165	0,0315	vérifier
1	0,0041	5	0,0205	0,0075	0,013	0,0315	vérifier
RDC	0,0015	5	0,0075	0	0,0075	0,0315	vérifier

Tableau IV.6 : Déplacement inter-étage dans le sens (x-x).

▪ Sens transversal :

sens y-y							
niveau	δ_{ek} (m)	R	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	$\Delta_{k adm}$ (m)	OBSERVATION
5	0,0167	5	0,0835	0,0675	0,016	0,0315	vérifier
4	0,0135	5	0,0675	0,051	0,0165	0,0315	vérifier
3	0,0102	5	0,051	0,034	0,017	0,0315	vérifier
2	0,0068	5	0,034	0,019	0,015	0,0315	vérifier
1	0,0038	5	0,019	0,0065	0,0125	0,0315	vérifier
RDC	0,0013	5	0,0065	0	0,0065	0,0315	vérifier

Tableau IV.7 : Déplacement inter-étage dans le sens (y-y).

Conclusion :

Nous constatons que les déplacements inter étage ne dépassent pas le déplacement admissible, alors la condition de l’art 5.10 du RPA/ version 2003 est vérifiée.

IV.4.2) Vérification vis-à-vis de l’effet P- Δ :(RPA 99version 2003 Art5-9)

Les effets du 2eme ordre ou (effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments ou la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

Il faut calculer le coefficient : $\Theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k}$ et le comparer avec le nombre 0.1 tel que :

-Si $\Theta_k < 0.1$: les effets de 2^{ème} ordre sont négligés.

-Si $0.1 < \Theta_k < 0.2$: il faut augmenter les effets de l'action sismique calculés par un facteur égale à $1/(1 - \Theta_k)$

-Si $\Theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

P_k : poids totale de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.

V_k : effort tranchant d'étage au niveau K.

Δ_k : déplacement relatif du niveau K par rapport au niveau K-1.

h_k : hauteur de l'étage K.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

sens x-x							
Niveau	P_K (KN)	V_x (KN)	H (m)	Δ_k (m)	Θ_Y	Condition	OBSERVATION
5	5526,37	1453,05	3,15	0,016	0,0193	$\leq 0,1$	vérifier
4	12131,57	2530,65	3,15	0,017	0,0259	$\leq 0,1$	vérifier
3	18885,16	3368,57	3,15	0,018	0,0320	$\leq 0,1$	vérifier
2	25638,74	3982,37	3,15	0,0165	0,0337	$\leq 0,1$	vérifier
1	32566,37	4392,12	3,15	0,013	0,0306	$\leq 0,1$	vérifier
RDC	39965,08	4658,54	3,48	0,0075	0,0185	$\leq 0,1$	vérifier

Tableau IV.8 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens X-X.

sens y-y							
Niveau	P_K (KN)	V_x (KN)	H (m)	Δ_k (m)	Θ_Y	Condition	OBSERVATION
5	5526,37	1496,70	3,15	0,0160	0,0188	$\leq 0,1$	vérifier
4	12131,57	2609,87	3,15	0,0165	0,0243	$\leq 0,1$	vérifier
3	18885,16	3470,35	3,15	0,0170	0,0294	$\leq 0,1$	vérifier
2	25638,74	4095,19	3,15	0,0150	0,0298	$\leq 0,1$	vérifier
1	32566,37	4510,49	3,15	0,0125	0,0287	$\leq 0,1$	vérifier
RDC	39965,08	4782,60	3,48	0,0065	0,0156	$\leq 0,1$	vérifier

Tableau IV.9 : Vérification de l'effet P-Delta dans le sens Y-Y.

Conclusion :

On constate que θ_{Kx} et θ_{Ky} sont inférieure à 0.1 Donc l'effet de 2^{ème} ordre (effet P-delta) peut être négligé.

IV.4.3) Vérification de l'effort normal réduit :

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige la vérification de l'effort normal réduit pour éviter la rupture fragile de la section de béton.

La vérification s'effectue par la formule suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \cdot f_{c28}} \leq 0,3$$

Où : N_d : l'effort normal maximal.

B : section du poteau.

f_{c28} : résistance caractéristique du béton.

Les résultats sont présentés dans les tableaux suivants :

Niveau	Section	N (KN)	V	observation	
5	40x40	240,44	0,0601	$\leq 0,3$	vérifier
4	40x40	481,78	0,1204	$\leq 0,3$	vérifier
3	40x40	733,93	0,1835	$\leq 0,3$	vérifier
2	45x45	1004,8	0,1985	$\leq 0,3$	vérifier
1	45x45	1273,14	0,2515	$\leq 0,3$	vérifier
RDC	50x50	1611,22	0,2578	$\leq 0,3$	vérifier

Tableau IV.10 : vérification de l'effort normal réduit.

IV.4.4) Résultante des forces sismiques de calcul : (RPA99/V03.Art4.3.6) :

La résultante des forces sismiques à la base VT obtenue par combinaison des valeurs Modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente 'V' pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0.80V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse calculés par la méthode modale (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport $0.8V/VT$.

Calcul de force sismique totale par la méthode statique équivalente

(RPA99.Art.4.2.3) :

$$V = \frac{A \cdot D \cdot Q}{R} \cdot W$$

- W = 39965.08 KN

- A=0.25

- R=5

- Q=1.2

- D=2.2

	Vt (dyn) (KN)	Vstat (KN)	Vt/V	Observation
sens x-x	4658,54	5286,88314	0,88115055	> 0,8. vérifier
sens y-y	4782,6	5286,88314	0,90461617	> 0,8. vérifier

Tableau IV.11 : résultat des calcul de l'effort tranchant.

Conclusion :

La résultante des forces sismiques à la base Vt obtenue par la méthode dynamique modale spectrale est supérieure à 80 % de celle obtenue par la méthode statique équivalente.

IV.4.5) Vérification de la stabilité au renversement :

Le moment de renversement qui peut être causé par l'action sismique doit être calculé par rapport au niveau de contact sol fondation. Le moment de stabilisant sera calculé en prenant en compte le poids total équivalent au poids de la construction ($M_s > M_r$)

IL faut vérifier que : $\frac{\text{Moment stabilisateur}}{\text{Moment de renversement}} \geq 1.5$

M_s : Moment stabilisant est égal à :

$$M_s = M_{W/O} = W \times b$$

M_r : Moment de renversement est égale à :

$$M_r = M_{Fi/O} = \sum_{i=1}^n F_i \times d_i$$

F_i : efforts sismique appliqués à chaque étage.

d_i : la hauteur de niveau i mesuré a partir de la base

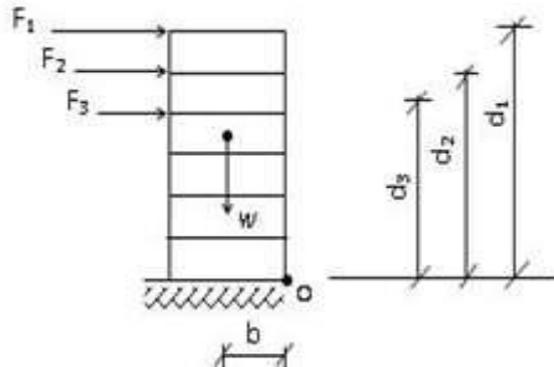


Figure IV.9 : Moment renversant.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

sens	W (KN)	B (m)	Ms (KN.m)	Mr (KN.m)	Ms/Mr	OBSERVATION	
x-x	39965,08	13,75	549519,85	67618,638	8,12675124	> 1,5	vérifier
y-y	39965,08	10,478	418754,108	65751,0132	6,36878563	> 1,5	vérifier

Tableau IV.12 : résultat des vérifications de la stabilité au renversement.

Conclusion :

L'ouvrage est donc stable au renversement ($M_s > 1,5 M_r$). De plus le poids des fondations et la butée par les terres le rendent encore plus stable.

Chapitre V
Ferraillages des éléments
principaux

V.1) Introduction :

Une construction résiste aux séismes grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armé et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

L'objectif principal de ce chapitre est la détermination des sections des armatures nécessaires dans chaque élément sous la sollicitation la plus défavorable.

V.2) Ferraillage des Poteaux :

Les poteaux sont calculés en flexion composée dans les deux sens (transversal et longitudinal) et les armatures seront calculées sous les couples de sollicitation suivant :

$$N_{\max} \rightarrow M_{\text{Correspondant}}$$

$$N_{\min} \rightarrow M_{\text{Correspondant}}$$

$$M_{\max} \rightarrow N_{\text{Correspondant}}$$

V.2.1) les combinaisons d'action :

Selon BAEL91 : Situations durables

$$\text{ELU} : 1,35G+1,5Q$$

$$\text{ELS} : G+Q$$

Selon RPA99 : situations accidentelle

$$G+Q\pm E.$$

$$0,8G\pm E.$$

Situation durable et accidentelle :

SITUATION	Béton				Acier		
	γ_b	F_{c28} (MPa)	Θ	F_{bu} (MPa)	γ_s	F_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	1	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	0,85	21,74	1	400	400

Tableau V.1 : Situation durable et accidentelle.

V.2.2) Armatures longitudinales :

Étant donné que la structure comporte trois sections différentes de poteaux, les zones qui concernent les poteaux seront déterminées comme suit :

Zone I : RDC : pour les poteaux de section (50X50) cm².

Zone II : ETG 1, ETG 2 : pour les poteaux de section (45X45) cm².

Zone III : ETG 3, ETG4, ETG5 : pour les poteaux de section (40X40) cm².

1) Recommandations de l’RPA99/V2003 :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérences, droites et sans crochet.
- Leur pourcentage minimal est : 0,9%zone. III.
- Leur pourcentage maximal : $\left\{ \begin{array}{l} 3\% (b \times h) \dots\dots \text{zone courante.} \\ 6\% (b \times h) \dots\dots \text{zone de recouvrement.} \end{array} \right.$
- Le diamètre minimum est : 12mm
- La longueur minimale des recouvrements : 50φ.
- La distance entre les barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 20cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites à l’extérieure des zones nodales.

2) Recommandations de BAEL (Art 8-2-3) :

Ferraillage minimum est donné par la formule suivante :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{\min} = \max \left(4 \text{ cm}^2 / \text{ml}, \frac{2B}{1000} \right) \\ A_{\max} = \frac{5B}{100} \end{array} \right.$$

B : section du béton = (b×h). (b = h = côtes du poteau, d = 0,9h)

3) ferraillage minimum d’après leCBA93 :

Le ferraillage minimum est donné par la formule suivante :

$$A_{\text{cnf}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_s - 0.45 \times d}{e_s - 0.185 \times d}$$

Avec $e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}}$

Zone	SECTION	BAEL 91	CBA93	RPA99/2003		
		A _{min} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
I	50X50	5	6,6171	22,5	75	150
II	45X45	4.05	5,3636	18,22	60,75	121,5
III	40X40	4	4,2418	14,4	48	96

Tableau V.2 : Ferraillage maximale et minimale.

4) Calcul du ferraillage des poteaux :

Le ferraillage des poteaux est fait à l'aide du logiciel « Socotec ».

Zone	N (KN)		M _{corr} (KN.m)		Section	A _{cal} (cm ²)	A _{cnf} (cm ²)	A _{Rpa} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)	CHOIX DES BARR ES
	N _{max}	N _{min}	M _{corr}	M _{max}						
I	N _{max}	1611,22	M _{corr}	74,69	50X50	0	6,62	22,5	24,12	12T16
	N _{min}	105,89	M _{corr}	36,39		0,56				
	N _{corr}	848,49	M _{max}	119,49		0				
II	N _{max}	1273,14	M _{corr}	123,64	45X45	0	5,36	18,22	20,36	4T16 + 8T14
	N _{min}	143,89	M _{corr}	4,31		0				
	N _{corr}	364,78	M _{max}	123,64		3,2				
III	N _{max}	733,93	M _{corr}	60,42	40X40	0	4,24	14,4	16,08	8T16
	N _{min}	78,74	M _{corr}	15,42		0				
	N _{corr}	733,92	M _{max}	124,92		0,87				

Tableau V.3 : Choix des armatures longitudinales des poteaux.

V.2.3) Armatures transversales :

Le rôle des armatures transversales consiste à :

- Empêcher les déformations transversales du béton et le flambement des armatures longitudinales.
- Reprendre les efforts tranchants et les sollicitations des poteaux au cisaillement.
- Maintenir les armatures longitudinales.

1) Recommandation du R.P.A : (art7.4.2.2 RPA2003)

Selon RPA les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égale :

$\rho_a = 2,5$ si l'élançement géométrique $\lambda_g \geq 5$.

$\rho_a = 3,75$ si l'élançement géométrique $\lambda_g < 5$.

t : est l'espacement des armatures transversales

$$\text{Zone III : } \left\{ \begin{array}{l} t \leq 10 \dots \text{zone nodale} \\ t' \leq \text{Min} (b/2 ; h/2 ; 10\phi_l) \dots \text{zone courante} \end{array} \right.$$

$10\phi_l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales.

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale et 13 cm en zone courante.

2) La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\frac{A_t}{b.t} \geq \begin{cases} 0,30\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,80\% \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \leq 3 \\ \text{int interpolation} \dots \dots \dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les cadres et les étiers doivent être fermes par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum = 10cm.

Selon le (RPA/V2003) en zone III ; la longueur minimale de recouvrement est de : $50\phi = 1m$.

3) Exemple de calcul :

Zone courante : poteaux (50x50).

$V = 103,99 \text{ KN}$

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,48}{0,5} = 4,872 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$

$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{3,75 \times 103,99 \times 0,13}{0,5 \times 400 \times 10^3} \times 10^4 = 2,53 \text{ cm}^2$

La section minimale est égale

On a : $3 < \lambda_g < 5$

Après l'utilisation de l'interpolation on obtient $\frac{A_t}{b \times t} \geq 0,33\%$

$A_{t \min} = 0,0033 \times b \times S_t = 0,0033 \times 50 \times 13$

$A_{t \min} = 2,145 \text{ cm}^2$

On prend : 6T8 ($A_{adpt} = 3,02 \text{ cm}^2$).

Zone nodale : poteaux (50x50).

$V = 103,99 \text{ KN}$

$\lambda_g = \frac{l_f}{a} = \frac{0,7 \times 3,48}{0,5} = 4,872 < 5 \rightarrow \rho_a = 3,75$

$A_t = \frac{\rho_a \times V_u \times S_t}{h_t \times f_e} = \frac{3,75 \times 103,99 \times 0,1}{0,5 \times 400 \times 10^3} \times 10^4 = 1,94 \text{ cm}^2$

La section minimale est égale

On a : $3 < \lambda_g < 5$

Après l'utilisation de l'interpolation on obtient $\frac{A_t}{b \times t} \geq 0,33\%$

$A_{t \min} = 0,0033 \times b \times S_t = 0,0033 \times 50 \times 10$

$A_{t \min} = 1,65 \text{ cm}^2$

On prend : 6T8 ($A_{adpt} = 3,02 \text{ cm}^2$).

Les résultats de calcul des armatures transversales pour la zone nodale et la zone de recouvrement sont donnés dans les tableaux suivant :

Zone	SECTION (cm ²)	L _f (m)	λ _g	ρ _a	V _u (KN)	zone	ST (cm)	A _{RPA MIN} (cm ²)	A _{t cal} (cm ²)	A _{adpt} (cm ²)	choix
I	50*50	2,44	4,87	3,75	103,99	N	10	1,65	1,95	3,02	6t8
						C	13	2,15	2,53		
II	45*45	2,21	4,90	3,75	74,59	N	10	1,46	1,55	2,01	4t8
						C	13	1,90	2,00		
III	40*40	2,21	5,51	2,5	66,28	N	10	1,20	1,04	2,01	4t8
						C	13	1,56	1,35		

Tableau V.4 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

V.2.4) Vérification :**a) Vérification du poteau à l'effort tranchant (BAEL 91 Art 7-4-3-1) :**

Pour fissuration peu préjudiciable :

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min \begin{cases} \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} = 3.33 \text{ MPa} \\ 5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$V_{u \max} = 103.99 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{103.99 \times 10^{-3}}{0.5 \times 0.45} = 0.46 \text{ MPa} \rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} > 0.46 \text{ condition vérifier}$$

b) Vérification de la contrainte de cisaillement (RPA2003 Art 7-4-3-2) :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

$$\text{Avec : } \begin{cases} \rho_d = 0.075 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.04 \text{ si l'élanement géométrique } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Zone	Section (cm ²)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_{bu}$
I	50*50	0,462178	1	Vérifier
II	45*45	0,409273	1	vérifier
III	40*40	0,460278	1,875	vérifier

Tableau V. 5 : Vérification des contraintes de cisaillement.

c) Vérification des contraintes (BAEL 91 Art 8-2-4-2) :

La fissuration est peu préjudiciable, on vérifie seulement la contrainte dans le béton. Le calcul se fait pour le cas le plus défavorable.

On calcule l'aire de la section homogène totale :

$$S = b \times h + 15 (A_s + A_s')$$

La position du centre de gravité résistant qui est située à une distance X_G au-dessus du centre de gravité géométrique.

$$X_G = 15 \frac{A_s' \left(\frac{h}{2} - d' \right) - A_s \left(d - \frac{h}{2} \right)}{b \cdot h + 15 \cdot (A_s + A_s')}$$

L'inertie de la section homogène :

$$I = \frac{bh^3}{12} + bh \cdot X_G^2 + 15 \left[A_s' \left(\frac{h}{2} - d' - X_G \right)^2 + A_s \left(d - \frac{h}{2} + X_G \right)^2 \right]$$

Calcul des contraintes :

Les contraintes dans le béton valent σ_{sup} sur la fibre supérieure et σ_{inf} sur la fibre inférieure :

$$\sigma_{sup} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} - X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

$$\sigma_{inf} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{N_{ser} (e_{ser} - X_G) \cdot \left(\frac{h}{2} + X_G \right)}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 \cdot f_{c28}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Zone	N_{ser} (KN)	M_{ser} (KN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
I	1416,42	25,84	8,04	6,17	15	Vérifier
II	1115,03	28,146	7,1	6,47	15	Vérifier
III	631,15	20,66	6,03	5,08	15	Vérifier

Tableau V.6 : Vérification des contraintes.

V.2.5) Schéma de ferrailage des poteaux :

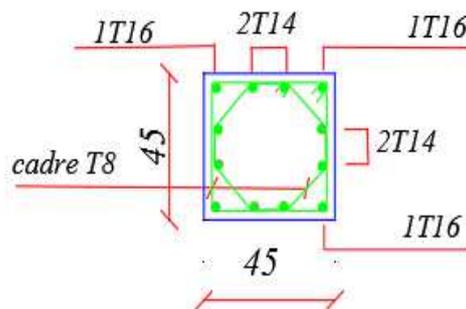
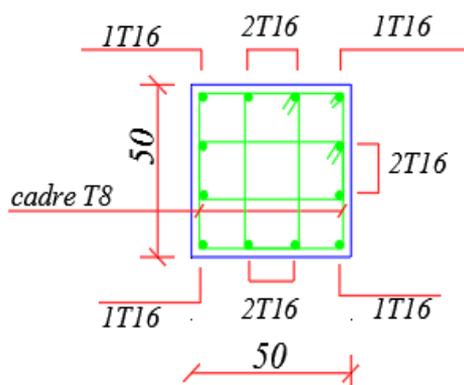


Figure V.1 : ferrailage poteau (50×50) Figure V.2 : ferrailage poteau (45×45)

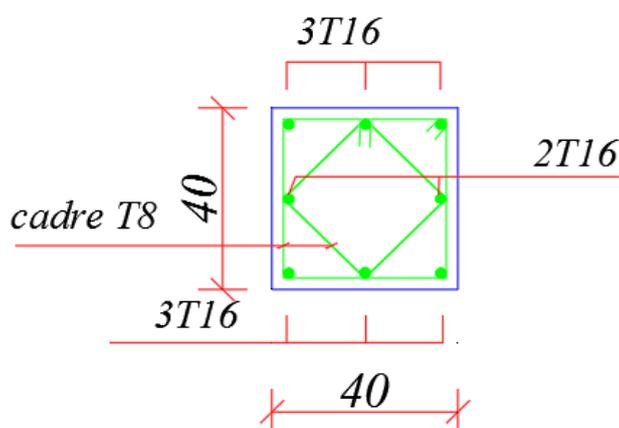


Figure V.3 : ferrailage poteau (40×40)

V.3) Ferrailage des poutres :

Le ferrailage des poutres sera déterminé en flexion simple à l'état limite ultime (ELU), puis vérifiées à l'état limite de service (ELS) en considérant la fissuration comme étant peu nuisible.

Les poutres seront étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel ETABS, qui résultent des combinaisons les plus défavorables, présentées par le RPA99 V 03 et le BAEL 91.

Les poutres sont sollicitées en flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Pour le ferrailage on doit respecter le pourcentage minimal des armatures imposé par le RPA99 en zone III.

- Poutre principale (30 x 45).
- Poutre secondaire (30 x 35).

V.3.1) les combinaisons d'action :

Selon BAEL 91 :

$$\text{E.L.U} \rightarrow 1,35 G + 1,5 Q$$

Selon le R.P.A 99 :

$$\text{E.L.A} \rightarrow G+Q \pm E$$

$$\rightarrow 0.8G \pm E$$

V.3.2) Recommandation du RPA99/V03 en zone III : (Art 7.5.2).**Armatures longitudinales :**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de **0,5%** en toute la section $\rightarrow A_{\min} = 0.5\% b.h$
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

$$\left\{ \begin{array}{l} 4\% \rightarrow A_{\max} = 4\% b.h \dots \text{ en zone courante.} \\ 6\% \rightarrow A_{\max} = 6\% b.h \dots \text{ en zone de recouvrement.} \end{array} \right.$$

- La longueur minimale de recouvrement est de **50 Φ** en zone III.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à **90°**.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de **2U** superposés formant un rectangle ou un carré.

Armatures transversales :

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}, 12 \phi_l \right) \dots \text{ Dans la zone nodale.} \\ S_t \leq \frac{h}{2} \dots \text{ En dehors de la zone nodale.} \end{array} \right.$$

La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.

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

V.3.3) Recommandation du BAEL 91 :**Armatures longitudinales :**

Les armatures minimales longitudinales sont données par la condition de non fragilité suivante :

$$A_{l\min} = 0,23.b.d \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Armatures transversales :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq \frac{1}{f_e} 0.4 \times b \times S_t$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : l'espacement des cours d'armatures transversales.

Diamètre des armatures d'âme

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{l\min} \right\}$$

Espacement maximal : $S_t \max \leq \min (0.9d, 40\text{cm}, 15\Phi'_{l\min})$.

V.3.4) Calcul des armatures longitudinales :**Identification des poutres :**

Les poutres qu'on a étudiées ci-dessous sont similaires aux axes suivants :

Groupe 1 : poutre secondaire 30×35 non lie au voile, axe (1, 2,4, 5).

Groupe 2 : poutre principale 30×45 non lie au voile, axe (C, D, E, F, G, J, H).

Groupe 3 : poutre principale 30×45 non lie au voile, axe (A, B, I, 3).

Groupe 4 : poutre principale 30×45 non lie au voile, axe 7.

Groupe 5 : poutre principale 30×45 lie au voile, sens (x-x).

Groupe 6 : poutre principale 30×45 lie au voile, sens (y-y).

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Groupe	M (KN.m)		A _{cal} (cm ²)	A _{RPA min} (cm ²)	A _{RPA max courant} (cm ²)	A _{RPA max recouvrement} (cm ²)	A _{bael} (cm ²)	ferraillage	A _{adpt} (cm ²)
	app _{sup}	app _{inf}							
1	app _{sup}	56,26	4,53	5,25	42	63	1,14	3T14	4,62
	app _{inf}	51,04	4,09					3T14	4,62
	travée	48,45	4,55					3T14	4,62
2	app _{sup}	111,81	6,88	6,75	54	81	1,46	3T14+2T14	7,7
	app _{inf}	78,81	4,81					3T16	6,03
	travée	72,15	5,14					3T16	6,03
3	app _{sup}	119,49	7,44	6,75	54	81	1,46	3T14+2T14	7,7
	app _{inf}	63,34	3,84					3T14	4,62
	travée	93,16	6,75					3T14+2T14	7,7
4	app _{sup}	125,41	7,81	6,75	54	81	1,46	3T14+3T14	9,24
	app _{inf}	64,44	3,9					3T14	4,62
	travée	101,09	7,38					3T14+2T14	7,7

Tableau V.7 : Armatures longitudinales des poutres non liées aux voiles.

Groupe	M (KN.m)		A _{cal} (cm ²)	A _{RPA min} (cm ²)	A _{RPA max courant} (cm ²)	A _{RPA max recouvrement} (cm ²)	A _{bael} (cm ²)	ferraillage	A _{adpt} (cm ²)
	app _{sup}	app _{inf}							
5	app _{sup}	168,55	10,76	6,75	54	81	1,46	3T16+3T16	12,06
	app _{inf}	126,93	7,93					3T14+3T14	9,24
	travée	45,22	3,16					3T14	4,62
6	app _{sup}	147,67	9,25	6,75	54	81	1,46	3T14+3T14	9,24
	app _{inf}	67,53	4,1					3T14	4,62
	travée	79,4	5,69					3T14+1T14	6,16

Tableau V.8 : Armatures longitudinales des poutres liées aux voiles.

V.3.5) Calcul des armatures transversales :

Selon le BAEL91 :

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t \geq 0,4 \cdot b \cdot St / f_e$.

b : largeur de la poutre.

St : l'espacement des cours d'armatures transversales.

$St_{max} \leq \min(0,9d, 40cm, 15\phi_{l\ min})$.

$St_{max} \leq \min(31,5, 40, 21)$

On adopte l'espacement 20 cm.

$A_t \geq 0,4 \times 0,3 \times 0,20 / 400 \rightarrow A_t \geq 0,6 \text{ cm}^2$

$$\phi_t \leq \text{Min} \left\{ \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_{t\text{min}} \right\}$$

Soit $\phi = 8\text{mm}$.

Selon le RPA99 version 2003 :

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t = 0,003 \times St \times b$$

L'espacement maximal :

$$\left[\begin{array}{l} St \leq \min (h/4 ; 12\phi_L ; 30) \dots \text{en zone nodale.} \\ St \leq h/2 \dots \dots \dots \text{en zone courante.} \end{array} \right.$$

$$St_{\text{adopté}} = \min (St_{\text{BAEL}}, St_{\text{RPA}})$$

Poutre principale (30×45)

$$St \leq \min (11,25 ; 16,8 ; 30) \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

Donc on adopte $St = 10 \text{ cm}$.

$$St \leq 22,5 \text{ cm} \dots \dots \text{en zone courante.}$$

Donc on adopte $St = 20 \text{ cm}$.

Alors:

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1,8 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4φ8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

Poutre secondaire (30×35)

$$St \leq \min (8,75 ; 16,8 ; 30) \dots \dots \text{en zone nodale.}$$

Donc on adopte $St = 8 \text{ cm}$.

$$St \leq 17,5 \text{ cm} \dots \dots \text{en zone courante.}$$

Donc on adopte $St = 15 \text{ cm}$.

Alors:

$$A_t = 0,003 \times St \times b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2 > 0,6 \text{ cm}^2$$

On choisit : 4φ8 $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$

La longueur minimale de recouvrement vaut : $L_r = 50 \phi = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm}$.

V.3.6) Vérification :

a) Vérification des contraintes tangentielles conventionnelles :

$$\text{La contrainte tangente conventionnelle : } \tau = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}$$

$$\bar{\tau} = \min (0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b) = 3,33 \text{ MPA}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

groupe	V_u (KN)	τ_u (Mpa)	$\bar{\tau}$ (Mpa)	Observation
1	52,56	0,56	$\leq 3,33$	vérifier
2	88,85	0,73	$\leq 3,33$	vérifier
3	105,5	0,87	$\leq 3,33$	vérifier
4	121,52	1,00	$\leq 3,33$	vérifier
5	79,91	0,66	$\leq 3,33$	vérifier
6	85,72	0,71	$\leq 3,33$	vérifier

Tableau V.9 : vérification des contraintes tangentielles.

b) Influence de l'effort tranchant aux appuis :

• Influence sur le béton :

L'effort tranchant doit également satisfaire la condition suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{2 \times V_u \max}{b_0 \times a} \leq 0,8 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$V_u \max \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec $b_0 = 0,3 \text{ m}$ et $a = b_0 - C_t - 2 \text{ cm}$

a : longueur d'ancrage.

$$C_t = \max \begin{cases} c \\ \phi \\ 1 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow C_t = 2,5 \text{ cm}$$

$$a = 30 - 2,5 - 2 = 25,5 \text{ cm}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

groupe	V _{u max} (MN)	0,267×a×b×f _{c28} (MN)	observation
1	0,053	≤ 0,51	vérifier
2	0,089	≤ 0,51	vérifier
3	0,106	≤ 0,51	vérifier
4	0,122	≤ 0,51	vérifier
5	0,080	≤ 0,51	vérifier
6	0,086	≤ 0,51	vérifier

Tableau V.10 : influence sur le béton.

- Influence sur les armatures :

$$A_a \geq \frac{1,15}{f_e} \left(V_u - \frac{M_u}{0,9 \times d} \right)$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

groupe	M _u (KN.m)	V _u (KN)	A _a (cm ²)	A _{min} (cm ²)
1	48,44	52,66	0,1464	5,25
2	72,15	83,45	0,2342	6,75
3	93,16	105,57	0,2961	6,75
4	101,09	140	0,3945	6,75
5	45,22	32,38	0,0895	6,75
6	79,4	93,12	0,2614	6,75

Tableau V.11 : influence sur les armatures.

C) Vérification de la condition de l'adhérence des barres :(Art6.13/BAEL91) :

On doit vérifier : $\tau_{se} \leq \tau_{se}$

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum U_i} \leq \tau_{se} \quad \text{avec } \tau_{se} = \psi_s \times f_{c28}$$

$$\sum U_i = n \times \pi \times \phi$$

ψ_s : coefficient de scellement égale à 1.5 pour les barres HA.

$\sum U_i$: Somme des périmètres utiles des barres.

n : nombre de barre.

$$\tau_{se} = 1,5 \times 2,1 = 3,15 \text{ MPA}$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

groupe	V _u (KN)	∑U _i (mm)	τ _{se} (MPA)	$\overline{\tau}_{se}$ (MPA)	Observation
1	52,66	131,88	1,408	3,15	vérifier
2	83,45	150,72	1,519	3,15	vérifier
3	105,57	219,8	1,318	3,15	vérifier
4	140	219,8	1,747	3,15	vérifier
5	32,38	131,88	0,674	3,15	vérifier
6	93,12	175,84	1,453	3,15	vérifier

Tableau V.12 : condition de l'adhérence des barres.

d) Vérification à l'ELS :

a) vérification des contraintes :

GROUP		Ms (KN.m)	A _{s sup} (cm ²)	A _{s inf} (cm ²)	σ _{bc} (MPA)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPA)	Y(m)
1	appui	35,35	4,62	4,62	6,5	15	0,09
	travée	8,8	4,62	4,62	1,62	15	0,09
2	appui	52,55	7,7	6,03	5,11	15	0,13
	travée	33,67	4,62	6,03	3,72	15	0,12
3	appui	68,06	7,7	4,62	6,93	15	0,13
	travée	38,45	4,62	7,7	3,92	15	0,13
4	appui	82,14	9,24	4,62	7,9	15	0,14
	travée	56,9	4,62	7,7	5,8	15	0,13
5	appui	57,66	12,06	9,24	4,54	15	0,15
	travée	42,72	6,03	4,62	4,92	15	0,1
6	appui	33	9,24	4,62	3,17	15	0,14
	travée	17,22	4,62	6,16	1,89	15	0,12

Tableau V.13 : vérification des contraintes.

État limite de déformation du béton :

La vérification de la flèche est inutile sauf si l'une des trois conditions n'est pas vérifiée :

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots \text{condition N}^\circ 1.$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots \text{condition N}^\circ 2.$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots \text{condition N}^\circ 3.$$

$$\text{Condition N}^\circ 1 : \frac{h}{l} = 0.0825 \geq \frac{1}{16} = 0.062.$$

$$\text{Condition N}^\circ 2 : \frac{h}{l} = 0.08525 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0758.$$

$$\text{Condition N}^\circ 3 : \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4,62 \times 10^{-4}}{0.3 \times 0.405} = 3,8 \times 10^{-3} \leq \frac{4,2}{f_e} = 0.0105$$

V.4) Ferrailage des voiles :

V.4.1) Introduction :

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant trois niveaux ou 11 m de hauteur dans la zone III ou zone de forte sismicité.

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales (dues aux charges permanentes (G) et aux charges d'exploitation (Q)) et des forces horizontales dues aux séismes. Donc, pour déterminer ses armatures on doit étudier le voile en flexion composée.

Les sollicitations engendrées dans les voiles sont :

- Moments fléchissant et efforts tranchants provoqués par l'action sismique.
- Effort normal du à la combinaison des charges permanentes, d'exploitation et des charges sismiques.

Les combinaisons d'action :

- **Etat limite ultime :**

Situation durable : $1,35 G + 1,5 Q$

Situation accidentelle : $G + Q \pm E$ et $0,8 \pm E$

- **Etat limite de service :** $G + Q$

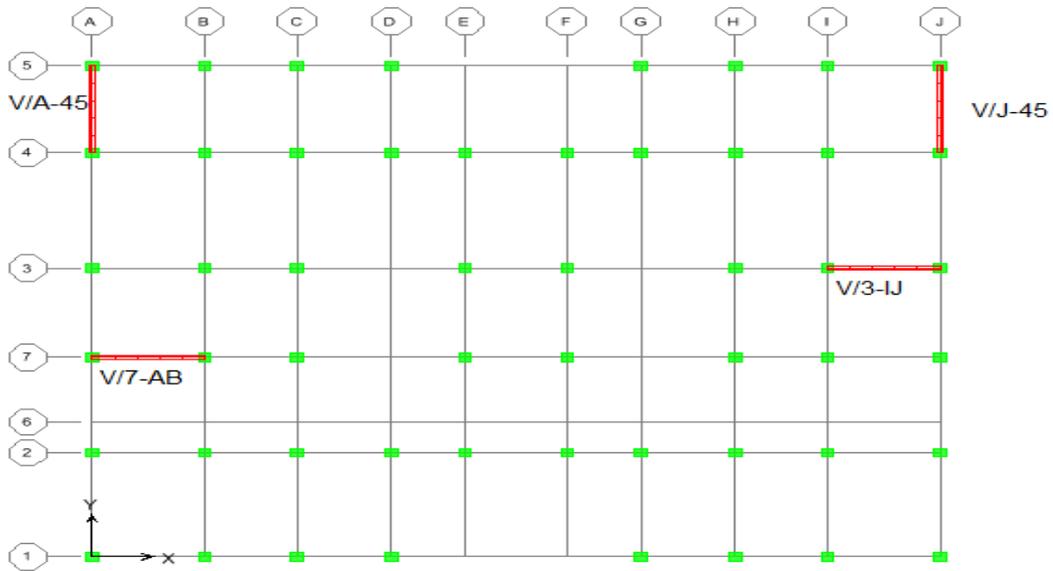


Figure V.4 : disposition des voiles

Etapes de calcul :

Les armatures verticales utilisées pour ferrailer le voile plein seront déterminées en suivant les démarches suivantes :

Détermination des diagrammes des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables.

$$\sigma_1 = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{B} - \frac{MV'}{I}$$

Avec :

B section de béton

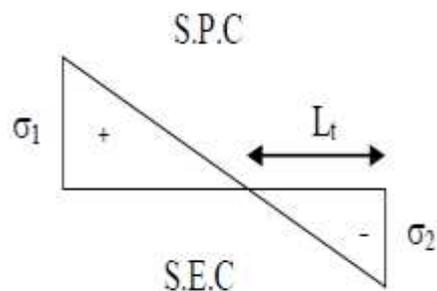
V et V' : bras de levier du voile (V = V' = L/2)

Suivant la position de l'axe neutre et l'effort qui lui sont appliqués la section peut être :

Section partiellement comprimée (SPC) :

$$N_{u1} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c \cdot e$$

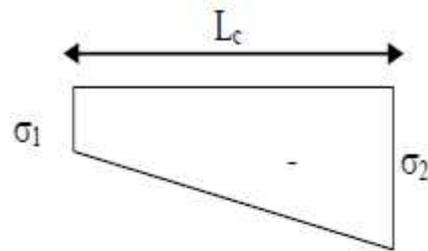
$$N_{ut} = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e$$



Section entièrement comprimée (S.E.C) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} l_c . e$$

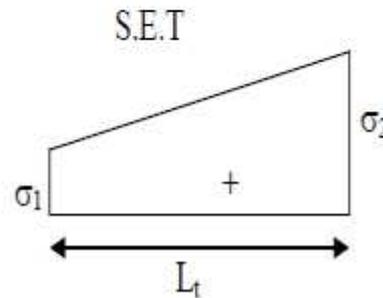
$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t . e$$



Section entièrement tendue (S.E.T) :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} L_t . e$$

$$N_{ul} = \frac{\sigma_2}{2} L_t . e$$



V.4.2) Détermination des armatures :

a) Armatures verticales :

Recommandations de RPA 99 : (art A-7-7-4-1) :

Ils sont disposés en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Ces armatures doivent respecter les conditions suivantes :

Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,2%. ($A_{min} \geq 0.2 \% . B$) ...art7.7.4.1

L'espacement des barres verticales doit être réduit à la moitié sur une longueur de 1/10 dans les zones extrêmes cet espacement ne doit pas être au plus égale à 15cm.

Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

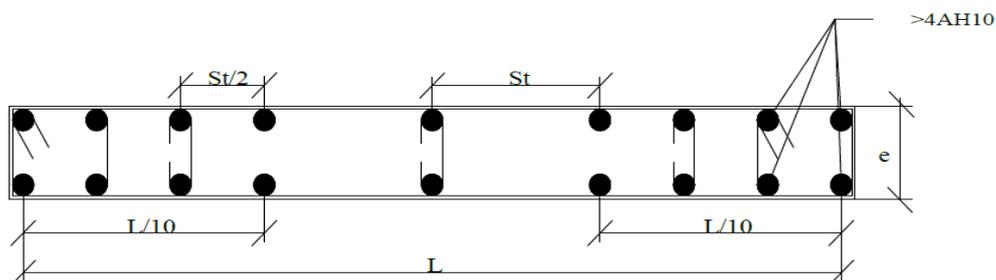


Figure V.5 : Disposition des armatures verticales dans les voiles selon RPA99.

Recommandations de (BAEL91) :**Compression simple :**

$$A \geq 4 \text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots (\text{A.5.3.2.BAEL91})$$

$$0.2\% \leq A/B \leq 0.5\% \quad (\text{B : section de béton})$$

Traction simple : (A.5.4.BAEL91)

$$A_{\min} \geq B \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{avec B : section de béton.}$$

b) Armatures horizontales :**Recommandations de RPA 99 :**

$$AH = 0.15 \% B$$

Elles doivent être menées de crochets à 135°, ayant une longueur de 10 ϕ

Recommandations de (BAEL91) :

$$AH = A_v / 4$$

A_v : section d'armature vertical

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

C) Armatures transversales :

Ces aciers sont généralement des épingles, leur rôle est d'empêcher le flambement des armatures verticales Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 04 épingles par mètre carré.

Règles communes entre les armatures verticales et horizontales (art A7-7-4-3/RPA99) :**Armatures minimale :**

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des voiles est donné comme suit :

Globalement dans la section du voile est égale à 0.15% B

En zone courante égale à 0.10% B.

Diamètre minimum :

Le diamètre des armatures verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne doit pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Espacements :

L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$St \leq \min (1,5e ; 30\text{cm}).$$

e : épaisseur de voile

Longueur de recouvrement :

La longueur de recouvrement est égale à :

40φ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.

20φ pour les barres situées dans les zones comprimées sous toutes les combinaisons possibles de charges.

V.4.3) Ferraillage des voiles :

Exemple de calcul :

Ferraillage du voile J-45 :

Section partiellement comprimée :

Zone I :

Caractéristiques géométriques : L = 4,10 m → l_v = 3,60 m.

Sollicitations données par logiciel ETABS au niveau du RDC :

$$N = 1050 \text{ KN} \quad M = 9568,46 \text{ KN.m}$$

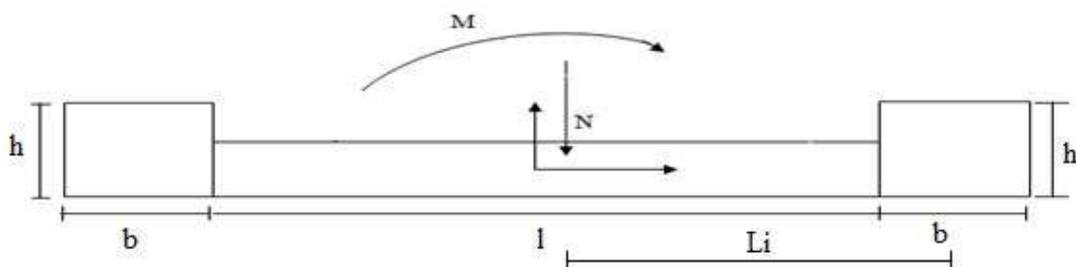


Figure V.6 : Ferraillage du trumeau dans les voiles.

Armatures verticales :

-Déterminer I, S, et v :

$$h=b=0,5 \text{ m}$$

$$\sum I_0 + \sum A_i + d_i^2 = 2,889 \text{ m}^4$$

$$S = b \times h + e \times L = 1,22 \text{ m}^2$$

$$v = ((L+b)/2) = 2,3 \text{ m.}$$

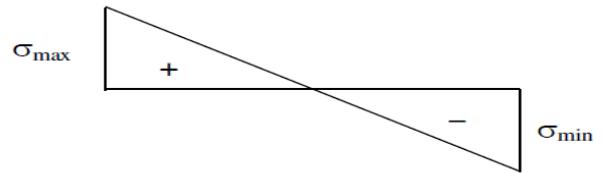
Calcul des contraintes :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{M \times v}{I} = \frac{1050}{1,22} + \frac{9568,46 \times 2,3}{2,889}$$

$$\sigma_1 = 8477,6259 \text{ KN/m.}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{M \times v}{I} = \frac{1050}{1,22} - \frac{9568,46 \times 2,3}{2,889}$$

$$\sigma_2 = -6756,31443 \text{ KN/m.}$$



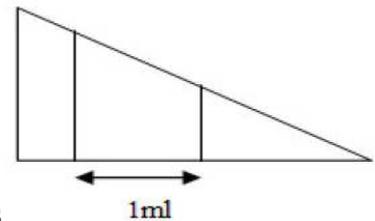
Calcul de la sollicitation et section d'acier équivalente :

Section partiellement comprimée :

Pour faciliter les calculs nous allons opter

Pour des bandes ayant la largeur des mailles.

Le diagramme des contraintes sera ainsi subdivisé en trois bandes.



$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L = 2,0401 \text{ m.}$$

$$N_t = \frac{\sigma_2 \times L_t \times e}{2} = 1378,368 \text{ KN}$$

$$A_s = \frac{N_t}{F_e} = \frac{1378,368 \times 10^3}{400 \times 10^2} = 34,4592 \text{ cm}^2$$

Ferraillage des voiles J-45 :

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		9568,46	5169,96	2036,74
Effort normal N(KN)		1050,00	949,48	630,59
Epaisseur du voile e(m)		0,20	0,20	0,20
Longueur du voile L(m)		4,60	4,55	4,50
Section du voile B (m ²)		1,22	1,14	1,06
Inertie du voile I (m ⁴)		2,89	2,52	2,19
Bras de levier V(m)		2,30	2,25	2,20
Contrainte de traction (KN/m ²)		-6756,31	-3780,77	-1448,08
Contrainte de compression (KN/m ²)		8477,63	5453,87	2637,87
Longueur de la zone tendu Lt (m)		2,04	1,86	1,59
Effort de traction Nt (KN)		1378,37	704,29	230,94
Section d'armature (cm ² /ml)		34,46	17,61	5,77
Section min RPA (cm ² /ml)		8,16	7,45	6,38
Max {As ; Amin RPA}		34,46	17,61	6,38
Section d'armature (cm ² /ml)		8,45	4,73	2,00
Zone d'about	Choix des barres Par Nappe	10T14	10T12	10T10
	A adoptée (cm ² /ml)	15,40	11,30	7,90
	Espacement (cm)	10,00	10,00	10,00
Zone courante	Choix des barres Par Nappe	7T14	7T12	7T10
	A adoptée (cm ² /Lv)	10,78	7,92	5,50
	Espacement (cm)	15	15	15
Armature transversales				
Section min RPA (cm ² /ml)		3	3	3
AH adoptée (cm ² /ml)		7,9	7,9	5
Choix des barres / ml		10T10	10T10	10T8
L'espacement		20	20	20

Tableau V.14 : Ferraillage des voiles j-45.

Ferraillage des voiles A-45 :

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		6563,14	5160,24	2041,00
Effort normal N(KN)		1067,27	967,08	641,42
Epaisseur du voile e(m)		0,20	0,20	0,20
Longueur du voile L(m)		4,60	4,55	4,50
Section du voile B (m ²)		1,22	1,14	1,06
Inertie du voile I (m ⁴)		2,89	2,52	2,19
Bras de levier V(m)		2,30	2,25	2,20
Contrainte de traction (KN/m ²)		-4349,77	-3756,59	-1442,14
Contrainte de compression (KN/m ²)		6099,40	5460,69	2652,36
Longueur de la zone tendu Lt (m)		1,91	1,85	1,58
Effort de traction Nt (KN)		832,93	696,62	228,57
Section d'armature (cm ² /ml)		20,82	17,42	5,71
Section min RPA (cm ² /ml)		7,66	7,42	6,34
Max {As ; Amin RPA}		20,82	17,42	6,34
Section d'armature (cm ² /ml)		5,44	4,70	2,00
Zone d'about	Choix des barres Par Nappe	10T12	10T12	10T10
	A adoptée (cm ² /ml)	11,30	11,30	7,90
	Espacement (cm)	10,00	10,00	10,00
Zone courante	Choix des barres Par Nappe	5T12	5T12	5T10
	A adoptée (cm ² /Lv)	5,65	5,65	3,93
	Espacement (cm)	20,00	20,00	20,00
Armature transversales				
Section min RPA (cm ² /ml)		3	3	3
AH adoptée (cm ² /ml)		7,9	7,9	5
Choix des barres / ml		10T10	10T10	10T8
L'espacement		20	20	20

Tableau V.15 : Ferraillage des voiles A-45.

Ferraillage des voiles 7-AB :

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		4957,92	3759,36	1319,62
Effort normal N(KN)		1443,00	1771,25	1199,79
Epaisseur du voile e(m)		0,20	0,20	0,20
Longueur du voile L(m)		4,15	4,10	4,05
Section du voile B (m ²)		1,13	1,05	0,97
Inertie du voile I (m ⁴)		2,20	1,90	1,64
Bras de levier V(m)		2,08	2,03	1,98
Contrainte de traction (KN/m ²)		-3406,34	-2307,77	-350,15
Contrainte de compression (KN/m ²)		5960,32	5697,72	2823,94
Longueur de la zone tendu Lt (m)		1,51	1,18	0,45
Effort de traction Nt (KN)		514,09	272,76	15,64
Section d'armature (cm ² /lt)		12,85	6,82	0,39
Section min RPA (cm ² /ml)		6,04	4,73	1,79
Max {As ; Amin RPA }		12,85	6,82	1,79
Section d'armature (cm ² /ml)		4,26	2,88	2,00
Zone d'about	Choix des barres Par Nappe	10T12	10T10	10T10
	A adoptée (cm ² /ml)	11,30	7,90	7,90
	Espacement (cm)	10,00	10,00	10,00
Zone courante	Choix des barres Par Nappe	5T12	5T10	5T10
	A adoptée (cm ² /Lv)	5,65	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20,00	20,00	20,00
Armature transversales				
Section min RPA (cm ² /ml)		3	3	3
AH adoptée (cm ² /ml)		7,9	5	5
Choix des barres / ml		10T10	10T8	10T8
L'espacement		20	20	20

Tableau V.16 : Ferraillage des voiles 7-AB.

Ferraillage des voiles 3-IJ :

ZONE		I	II	III
Moment de flexion M(KN.m)		4862,77	3661,27	1276,99
Effort normal N(KN)		1246,35	1121,05	1181,73
Epaisseur du voile e(m)		0,20	0,20	0,20
Longueur du voile L(m)		4,15	4,10	4,05
Section du voile B (m ²)		1,13	1,05	0,97
Inertie du voile I (m ⁴)		2,20	1,90	1,64
Bras de levier V(m)		2,08	2,03	1,98
Contrainte de traction (KN/m ²)		-3490,48	-2825,53	-317,50
Contrainte de compression (KN/m ²)		5696,41	4971,08	2754,05
Longueur de la zone tendu Lt (m)		1,58	1,49	0,42
Effort de traction Nt (KN)		550,36	419,83	13,29
Section d'armature (cm ² /ml)		13,76	10,50	0,33
Section min RPA (cm ² /ml)		6,31	5,94	1,67
Max {As ; Amin _{RPA} }		13,76	10,50	1,67
Section d'armature (cm ² /ml)		4,36	3,53	2,00
Zone d'about	Choix des barres par Nappe	10T12	10T10	10T10
	A adoptée (cm ² /ml)	11,30	7,90	7,90
	Espacement (cm)	10,00	10,00	10,00
Zone courante	Choix des barres par Nappe	5T12	5T10	5T10
	A adoptée (cm ² /Lv)	5,65	3,93	3,93
	Espacement (cm)	20,00	20,00	20,00
Armature transversales				
Section min RPA(cm ² /ml)		3	3	3
AH adoptée (cm ² /ml)		7,9	5	5
Choix des barres / ml		10T10	10T8	10T8
L'espacement		20	20	20

Tableau V.17 : Ferraillage des voiles 3-IJ.

V.4.4) Vérification :

Vérification Contrainte limites de cisaillement dans les trumeaux :

D'après le RPA99 v2003 (art 7.7.2 RPA) :

$$\tau_b = \frac{1.4 \times V}{e \times d} \leq \bar{\tau}_b$$

$$\bar{\tau}_b = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

Avec :

d : Hauteur utile (d = 0.9 h).

h : Hauteur totale de la section brute.

voile	zone	V (KN)	e (m)	d (m)	τ_b (MPa)	$\bar{\tau}_b$ (MPa)	Condition
7-AB	I	1537,82	0,2	2,835	3,797	5	vérifier
	II	1407,33	0,2	2,88	3,421	5	vérifier
	III	844,07	0,2	2,925	2,02	5	vérifier
3-IJ	I	1486,79	0,2	2,835	3,671	5	vérifier
	II	1377,78	0,2	2,88	3,349	5	vérifier
	III	819,27	0,2	2,925	1,961	5	vérifier
J-45	I	1715,54	0,2	3,24	3,706	5	vérifier
	II	1590,19	0,2	3,285	3,389	5	vérifier
	III	949,52	0,2	3,33	1,996	5	vérifier
A-45	I	1718,48	0,2	3,24	3,713	5	vérifier
	II	1584,63	0,2	3,285	3,377	5	vérifier
	III	942,89	0,2	3,33	1,982	5	vérifier

Tableau V.18 : Vérification des contraintes de cisaillement.

Vérification à L'ELS :

Pour cet état, on considère : $N_{ser} = G + Q$

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{B + 15A} \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

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

Avec :

N_{ser} : Effort normal appliqué.

B : section du béton.

A : Section d'armature adoptée.

voile	zone	N (KN)	A (cm ²)	B (cm ²)	σ_{bc} (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	Condition
7-AB	I	1575,77	42,94	2,835	2,436	15	Vérifier
	II	1453,83	42,94	2,88	2,247	15	Vérifier
	III	969,43	42,94	2,925	1,498	15	Vérifier
3-IJ	I	1540,51	42,94	2,835	2,381	15	Vérifier
	II	1425,05	42,94	2,88	2,203	15	Vérifier
	III	961,94	49,5	2,925	1,290	15	Vérifier
J-45	I	853,58	42,94	3,24	1,319	15	Vérifier
	II	821,69	42,94	3,285	1,269	15	Vérifier
	III	672,95	42,94	3,33	1,039	15	Vérifier
A-45	I	951,58	42,94	3,24	1,470	15	Vérifier
	II	845,46	42,94	3,285	1,306	15	Vérifier
	III	551,35	42,94	3,33	0,852	15	Vérifier

Tableau V.19 : Vérification à L'ELS.

V.5) Etude thermique :

V.5.1) Introduction :

Pour les ouvrages dont les dimensions en plan dépassent les **30m** dans les wilayas côtières, il ya lieu de prendre en considération les effets thermiques dans les éléments exposés, ou bien de prévoir un joint de dilatation (**CBA93 Art B5.1**).

Dans notre cas, nous avons pris en compte l'effet de la température en introduisant un gradient de température de 25°C dans les poutres extérieures exposées. Ces dernières seront ferrillées à l'ELU et vérifiées l'ELS.

L'introduction de la température donnera naissance à des efforts normaux dans les poutres. Ces efforts normaux seront de traction (traction dans les aciers seulement) ou bien de compression (compression dans le béton et les aciers). Par conséquent, les poutres seront sollicitées à la flexion composée.

Vu que l'une des dimensions en plan de la structure est supérieure à **30m** ($L_x=30,90m$) ; il est impératif de faire une étude thermique. En plus des contraintes produites par les chargements verticaux et horizontaux, notre structure sera sollicitée par des contraintes thermiques.

V.5.2) Effet de la température :

La température à une influence sur la vie de la structure suivant les changements saisonniers.

Une augmentation sensible de la température provoque un raccourcissement de ces derniers.

V.5.3) Coefficient dilatation :

Le coefficient de dilatation du béton est de l'ordre de 7 à $12 \cdot 10^{-6}$, il dépend de :

- La nature des agrégats.
- Rapport eau ciment E/C
- L'humidité relative et de l'intervalle de température.

Ces coefficients sont voisins de celui de l'acier qui est de l'ordre de 10^{-5} . Cette circonstance a permis le développement du béton armé. Pour les ouvrages hyperstatiques soumis à des variations de températures importantes, il est intéressant de mettre en vue un béton dont le coefficient de dilatation thermique soit le plus faible, ce résultat peut être obtenu en utilisant des adjuvants spéciaux.

V.5.4) Coefficient thermique :

A fin de quantifier les induits par la température dans les différents éléments de contreventement de la structure en égard des dimensions en plans : $L_x=30,90\text{m}$ et $L_y=24,70\text{m}$.

Un calcul à la température a été conduit sur la base, $\Delta t = 25^\circ\text{C}$

Le calcul a été effectué sur les poutres de l'extérieur, les plus exposées à la variation de température, en l'occurrence les poutres ou nous tiendrons compte que de la dilatation horizontale.

Le calcul a été fait à l'aide du logiciel ETABS en introduisant le gradient de température comme charge d'accompagnement.

La sollicitation la plus défavorable est celle de la température, **1,35G+1,5Q+0,80T**

V.5.5) Résultat de calcul :

Les efforts résultants maximaux qui agissent sur les différentes poutres ainsi que leurs sections de ferrailage ont été effectuées par le logiciel ETABS. Le moment max obtenu est égal à $77,63 \text{ KN.m}$.

Conclusion :

Le moment obtenu ($77,63 \text{ KN.m}$) est inférieure au moment utilisé pour le ferrailage ; donc on garde la même section de ferrailage pour les poutres.

Chapitre VI
Etude de l'infrastructure

VI.1) Introduction :

Il est d'une importance capitale dans tous les travaux s'appuyant sur le sol, de bien connaître le terrain sur lequel on va fonder ou bâtir.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol

Les fondations sont des éléments de la structure ayant pour objet la transmission des charges de la superstructure au sol. Cette transmission se fait soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux).

Dans le cas le plus générale un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale résultant de l'action de séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être exercé dans de différents plans.

VI.2) Etude De Sol :

Le choix du type de fondation repose essentiellement sur étude de sol détaillée, qui nous renseigne sur la capacité portante de ce dernier.

Le terrain retenu pour notre projet se situe à Alger dans la commune de Ain Taya. Une étude préalable du sol nous a donné la valeur de **1,50 bar** comme contrainte admissible du Sol à une profondeur de **1,5 m**.

VI.3) Type des fondations :

- **Fondations superficielles :**

En général on dit qu'une fondation est superficielle toutes fondations dont l'encastrement D dans le sol ne dépasse pas quatre (04) fois la largeur B (cote la plus petite de la semelle).

Le rapport de ces dimensions doit vérifier l'inégalité suivante : $\frac{D}{B} < 4$

Elles sont utilisées généralement lorsque les couches de terrain, capables de supporter l'ouvrage (bon sol) se trouvent à une faible profondeur.

Les principaux types de fondations superficielles que l'on rencontre dans la pratique sont :

- ✓ Les semelles continues sous murs.
- ✓ Les semelles continues sous poteaux.
- ✓ Les semelles isolées.
- ✓ Les radiers.

- **Fondations semi-profondes :**

Ce type de fondation est utilisée lorsque des fondations superficielles ne peuvent être réalisées et que des fondations profondes ne sont pas nécessaires. Ce type de fondation permet aussi de prémunir contre le phénomène de gel et de dégel du sol

- **Fondations profondes :**

Il arrive des fois que le sol en surface soit formé des couches compressibles, dont la capacité portante est faible alors que les couches sous adjacentes sont résistantes, on est donc obligé de fonder l'ouvrage sur cette couche résistante (substratum).

Pour atteindre cette couche on réalise soit des puits (fondations peu profond) soit des pieux

pour lesquels le rapport : $\frac{D}{B} > 10$.

Les principaux types de fondations profondes sont :

- ✓ Les pieux.
- ✓ Les puits.

VI.4) Facteur de choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend en générale de plusieurs paramètres dont on cite :

- ✓ Le type de l'ouvrage à construire
- ✓ Les caractéristiques de sol qui doit supporter l'ouvrage
- ✓ La nature et l'homogénéité du bon sol
- ✓ La capacité portante du terrain de fondation
- ✓ La charge totale transmise au sol
- ✓ La facilité de réalisation
- ✓

VI.5) Choix de type Fondation :

Dans notre cas :

Le bâtiment étudié est en voiles, donc la solution des semelles isolées est à écarter.

✓ **Semelle filante :**

En premier lieu, nous prendrons des semelles filantes adjacentes et en calcule la surface de chacune d'elle et voir si on pourra éviter le chevauchement des surface, la largeur << B >> est donner par la formule :

1^{er} cas : aucun soulèvement n'est admet : ($e_0 \leq \frac{L}{6}$)

$$B \geq \frac{N}{\sigma_{sol} \times L} \times \left(1 + \frac{3e_0}{L} \right); e_0 = \frac{M_G}{N_G}$$

2^{eme} cas : cas d'un léger soulèvement : ($e_0 > \frac{L}{6}$)

$$B \geq \frac{2N}{3\sigma_{sol} \times \left(\frac{L}{2} + e_0 \right)}$$

N : l'effort normal transmis par l'ensemble des poteaux liés par la semelle.

B : la largeur de la semelle

L : la longueur de la semelle.

σ_{sol} : contrainte admissible du sol.

Vérification de la condition de la stabilité au renversement :

	Semelle	N (KN)	M (KN.m)	e_0 (m)	L (m)	L/4	$e < L/4$
sens x-x	SF7	5915,93	53758,13	9,0870	29,5	7,37	Non vérifiée
sens y-y	SFA	4878,06	40941,46	8,3929	25,15	6,28	Non vérifiée

Tableau VI.1 : vérification de la stabilité au renversement.

Remarque :

La solution des semelles filantes est à écarter car la condition de la stabilité au renversement préconisée par le RPA (article 10.1.5) n'est pas vérifiée, donc on optera pour un radier.

VI.6) Etude du radier :**VI.6.1) Introduction :**

Le radier est défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les voiles de l'ossature. Il est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

Ce mode de fondation est utilisé dans deux cas :

1-Lorsque la capacité portante du sol est faible : le radier est alors conçu pour jouer un rôle répartiteur de charges. Son étude doit toujours s'accompagner d'une vérification du tassement général de la construction.

2-Lorsque le sous-sol d'un bâtiment est inondable : le radier joue alors le rôle d'un cuvelage étanche pouvant résister aux sous-pressions.

Ce type d'ouvrage ne doit pas être soumis à des charges pouvant provoquer des tassements différentiels trop élevés entre les différentes zones du radier.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique). Les nervures sont vers le bas car le sous-sol est un parking.

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux transmis par les poteaux et les voiles augmenté par le poids du sol au-dessus du radier et le poids du radier.

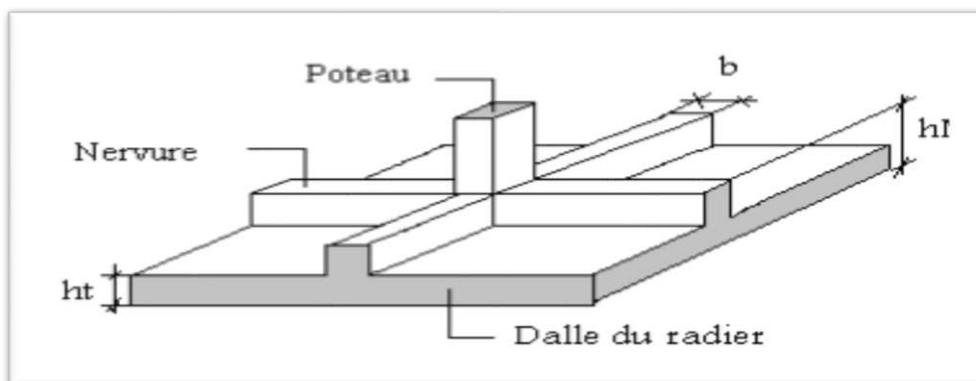


Figure VI.1 : radier nervuré.

VI.6.2) DIMENSIONNEMENT DU RADIER :

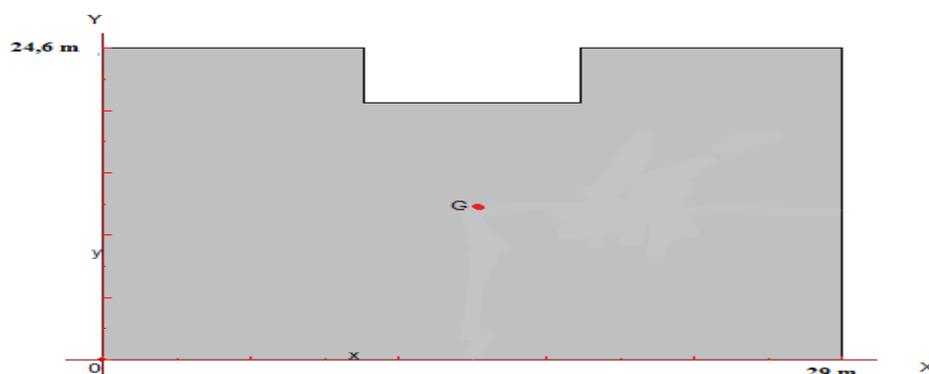


Figure VI.2 : dimension du radier.

VI.6.3) Calcul du radier :

a) Pré-dimensionnement :

L'épaisseur du radier :

L'épaisseur du radier (h) doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de longueur élastique :**

$$L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}} \quad ; \quad I = \frac{b \cdot h^3}{12} \quad ; \quad h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}}$$

- L_{\max} : Plus grande distance entre deux files successifs : $L_{\max} = 4.95$ [m]
- L_e : Longueur élastique
- E : Module d'élasticité du béton ($E = 32164,2$ MPa).
- I : Inertie d'une bande d'1 m de radier.
- K_S : Coefficient de raideur du sol (le guide **VERITAS**) $K_S = 4$ kg/cm³ pour un sol moyen.

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K = 0,5$ kg/cm³ → pour un très mauvais sol.
- $K = 4$ kg/cm³ → pour un sol de densité moyenne.
- $K = 12$ kg/cm³ → pour un très bon sol.
- b : largeur du radier (bande de 1m).

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4.95 \times 40}{\pi^4 \times 32160,2}} \quad h \geq 71.70 \text{ [cm]}$$

- **Condition forfaitaire :**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_1 \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

L_{\max} : la longueur maximale entre les axes des poteaux $L_{\max} = 4,95$ m

$$\frac{495}{8} \leq h_1 \leq \frac{495}{5} \quad 61,87 \leq h_1 \leq 99 \quad h = 80 \text{ cm}$$

La valeur de l'épaisseur du radier adopter est : 80 cm

- **Condition de coffrage :**

On remarque que la hauteur est très importante, Donc il y a lieu de prévoir un radier nervuré

Conclusion :

Nous optons pour un radier nervuré de dimensions :

$$h_t = 50 \text{ cm}$$

$$h_l = 80 \text{ cm}$$

La surface minimale du radier :

La surface d'emprise du bâtiment est égale à :

$$S_{\text{bat}} = 687,8 \text{ m}^2$$

$$N_u = 85304.808 \text{ KN}$$

$$N_s = 62335.105 \text{ KN}$$

b) Détermination de la surface nécessaire du radier :**A L'ELU :**

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{1,33 \times \sigma_{\text{sol}}} = \frac{85304.808}{1,33 \times 150} = 427,59 \text{ m}^2$$

A L'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{62335.105}{150} = 415.56 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{radier}} \geq \max(S_{\text{radier}}^{\text{ELU}} ; S_{\text{radier}}^{\text{ELS}})$$

Conclusion :

$$S_{\text{bat}} = 687,8 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 427,59 \text{ m}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Donc la surface du radier est suffisante pour reprendre la charge de la super structure.

VI.6.4) Vérification :**a) Vérification au poinçonnement :**

D'après CBA93 [A.5.2.4]

Le poinçonnement se fait par expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°,

La vérification se fait pour le voile et le poteau les plus sollicités par la formule suivante :

$$N_u \leq \frac{0,045 \times \mu_c \times h \times f_{c28}}{\gamma_b}$$

- **Sous voile:**

$$N_u = 2151,05 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(L + b + 2h_r) \quad \mu_c = 2(4,15 + 0,2 + 2(0,80)) = 11,9 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 11,9 \times 0,8 \times 25 \times 10^3}{1,5} = 7140 \text{ KN}$$

$$N_u = 2151,05 \leq 7140 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

- **Sous Poteaux :**

$$N_u = 1942,25 \text{ KN}$$

$$\mu_c = 2(a + b + 2h_r) \quad \mu_c = 2(0,55 + 0,55 + 2(0,80)) = 5,4 \text{ m}$$

$$N_u \leq \frac{0,045 \times 5,4 \times 0,8 \times 25}{1,5} = 3240 \text{ KN}$$

$$N_u = 1942,25 \text{ KN} \leq 3240 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

La condition est vérifiée donc l'épaisseur du radier $h_r = 80 \text{ cm}$ est vérifiée vis-à-vis du risque de rupture par poinçonnement.

b) Résistance au cisaillement :

D'après le règlement CBA93 (Art. A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq 0,15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec:

$$V_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

V_u : l'effort tranchant l'ELU

b : désigne la largeur $b = 1 \text{ m}$

L_{max} : la plus grande portée de la dalle ($L = 4,95 \text{ m}$)

$$\text{Donc } \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0,9h} \leq \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$\tau_u = \frac{62335,105 \times 10^{-3} \times 4,95}{687,8 \times 2} \times \frac{1}{1 \times 0,9 \times 0,8} = 0,312 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0,15 f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,15 \times 25}{1,5} = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,312 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 2,5 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée.}$$

$$h \geq \frac{N_u \times L_{\max} \times \gamma_b}{0,9 \times 2S_{\text{rad}} \times 0,15f_{c_j}} \quad h \geq \frac{62335.105 \times 10^{-3} \times 4,95 \times 1,5}{0,9 \times 2 \times 687.8 \times 0,15 \times 25}$$

$$h \geq 0,074 \text{ m}$$

Conclusion :

Toutes les conditions sont vérifiées donc la résistance au cisaillement est vérifiée.

Caractéristique géométrique du radier :**Centre de gravité du radier :**

$$X_G = 14,53 \text{ m}$$

$$Y_G = 11,92 \text{ m}$$

Moment d'inertie:

$$I_{XX'} = 33189,4 \text{ m}^4$$

$$I_{YY'} = 49985 \text{ m}^4$$

Centre de masse de la structure :

$$X_G = 13,75 \text{ m}$$

$$Y_G = 10,478 \text{ m}$$

L'excentricité:

$$e_X = |X_R - X_S| = 0,78 \text{ m}$$

$$e_Y = |Y_R - Y_S| = 1,442 \text{ m}$$

c) Vérification des contraintes :

Les contraintes transmises au sol par le radier devront être compatibles avec le risque de rupture du sol situé sous le radier.

La résultante des charges verticales ne coïncide pas avec le centre de gravité de l'aire du radier. Donc les réactions du sol ne sont pas uniformément réparties, leurs diagramme est triangulaire ou trapézoïdale.

Quel que soit le diagramme, la valeur de la contrainte moyenne est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} < \sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} + \frac{MV}{I} \quad \text{Et} \quad \sigma_2 = \frac{N}{S} - \frac{MV}{I}$$

N : Effort normal dû aux charges verticales.

M : Moment d'excentricité dû aux charges verticales → $M = N \times e$

I : Moment d'inertie.

S : Surface du radier.

$$\sigma_{\text{adm}} = 1,33\sigma_{\text{sol}}$$

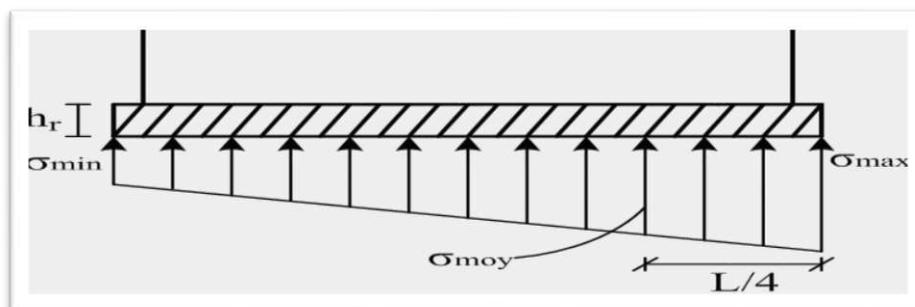


Figure VI.3 : Diagramme des contraintes.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

Sollicitation	ELS		ELU	
	sens x-x	sens y-y	sens x-x	sens y-y
N (KN)	62335,105	62335,105	85304,808	85304,808
M (KN.m)	89887,2214	48621,3819	123009,533	66537,7502
V (KN)	11,92	14,53	11,92	14,53
I (m ⁴)	49985	33189,4	49985	33189,4
σ ₁ (KN/m ²)	115,568895	115,419324	158,154581	157,949895
σ ₂ (KN/m ²)	72,6978067	72,8473777	99,4860351	99,6907212
σ _{moy} (KN/m ²)	104,851123	104,776338	143,487445	143,385102
σ _{adm} (KN/m ²)	150	150	199,5	199,5
Condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau VI.2 : vérification des contraintes.

Sollicitation	G+Q+E		0,8G+E	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	sens y-y
N (KN)	62335,105	62335,105	43721,864	43721,864
M (KN.m)	153511,79	114110,3	126671,497	99591,9719
V (KN)	11,92	14,53	11,92	14,53
I (m ⁴)	49985	33189,4	49985	33189,4
σ_1 (KN/m ²)	130,741544	144,089742	96,2327117	109,625572
σ_2 (KN/m ²)	57,5251577	44,1769595	35,8176175	22,4247575
σ_{moy} (KN/m ²)	112,437448	119,111547	81,1289382	87,8253682
σ_{adm} (KN/m ²)	199,5	199,5	199,5	199,5
Condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau VI.3 : vérification des contraintes.

Conclusion :

On remarque que la contrainte moyenne du radier est inférieure à la contrainte admissible du sol donc la condition de contrainte est vérifiée.

d) Vérification de la stabilité au renversement :

D'après le RPA99/V2003 [A.10.15] Le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4}$$

Avec :

e : L'excentricité de la résultante des charges verticales

M : Moment du au séisme

N : Charge verticale permanente.

Les résultats obtenus sont regroupés dans le tableau suivant :

	G+Q+E		0,8G+E	
	Sens x-x	Sens y-y	Sens x-x	sens y-y
N (KN)	62335,105	62335,105	43721,864	43721,864
M (KN.m)	153511,79	114110,3	126671,497	99591,9719
M/N	2,4626	1,8305	2,89721172	2,27785284
b/4	7,25	6,1625	7,25	6,1625
Condition	Vérifier	Vérifier	Vérifier	Vérifier

Tableau VI.4 : vérification de la stabilité au renversement du radier.

VI.7) Ferrailage du radier :

VI.7.1) contrainte de calcul de ferrailage :

Le radier sera calculé comme un plancher nervurer sous l'effet de la réaction du sol.

Le poids du radier ainsi que celui de la plateforme donnent des effets favorable, il y a leu donc de les déduire dans de la contrainte totale pour le calcul de ferrailage.

Sollicitation	ELS		ELU	
	sens x-x	sens y-y	sens x-x	sens y-y
N (KN)	46361,79	46361,79	63489,18	63489,18
M (KN.m)	66853,70	36162,1962	91551,41	49521,56
V (KN)	11,92	14,53	11,92	14,53
I (m ⁴)	49985	33189,4	49985	33189,4
σ_1 (KN/m ²)	85,9544	85,8432	117,7085	117,5562
σ_2 (KN/m ²)	54,0690	54,1803	74,0437	74,1960
σ_{moy} (KN/m ²)	77,9831	77,9274	106,7923	106,7161

Tableau VI.5 : contrainte moyenne de la superstructure.

$q_u = 106,79$ (KN/m²)

$q_s = 77,98$ (KN/m²)

VI.7.2) Ferrailage de la dalle :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les nervure, est soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le BAEL 91.

Méthode de calcul :

Notre radier comporte des panneaux de dalle appuyés sur 4 cotés soumis à une charge uniformément répartie.

Les moments dans les dalles se calculent pour une bande de largeur unité et ont pour la valeur de α tel que : $\alpha = \frac{L_x}{L_y}$

- **1^{er} cas** : si $0 < \alpha < 0,4$ la dalle porte sur un seul sens
 - Dans le sens de la petite portée : $M_{ox} = \frac{q l^2}{8}$
 - dans le sens de la grande portée : $M_{ox} = 0$
- **2^{eme} cas** : si $0,4 < \alpha < 1$ la dalle porte sur les deux sens
 - dans le sens de la petite portée : $M_{ox} = \mu_x \cdot q l_x^2$

- dans le sens de la grande portée : $M_{OY} = M_{OX} \cdot \mu_Y$

Pour tenir compte de la continuité, on a procédé à la ventilation des moments sur appuis et en travée.

- **Pour les panneaux de rive :**
 - Moment sur appuis : $M_A = 0,3 M_0$
 - Moment en travée : $M_T = 0,85 M_0$
- **Pour les panneaux intermédiaires :**
 - Moment sur appuis : $M_A = 0,5 M_0$
 - Moment en travée : $M_T = 0,75 M_0$

Calcul des moments :

μ_x et μ_y sont déterminés par :

- **A l'ELU :**

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2,4\alpha^3)}$$

$$\mu_y = \alpha^3(1,9 - 0,9\alpha)$$

- **A l'ELS :**

$$\mu_x = \frac{1}{8(1+2\alpha^3)}$$

$$\mu_y = \alpha^2(1 + \frac{3}{2}(1 - \alpha)^2)$$

a) Panneau de rive :

Combinaison	L_x (m)	L_y (m)	α	μ_x	μ_y	M_{ox} (KN.m)	M_{oy} (KN.m)
ELU	3,1	4,9	0,633	0,078	0,337	79,792	26,885
ELS	3,1	4,9	0,633	0,083	0,436	62,185	27,128

Tableau VI.6 : résultats de calcul des moments.

1) Calcul des armatures à l'ELU :

position	Sens x-x		Sens y-y	
	travée	appuis	travée	appuis
Mu (KN.m)	67,82	23,94	22,85	8,07
As (cm ²)	4,39	1,54	1,47	0,52
As _{min} (cm ²)	5,43	5,43	5,43	5,43
choix des barres	7T14	7T14	7T14	7T14
As _{adopté} (cm ²)	10,78	10,78	10,78	10,78
St (cm)	15	15	15	15

Tableau VI.7 : ferrailage du panneau de rive à l'ELU.

2) Vérification à L'ELS :

position	Sens x-x		Sens y-y	
	travée	appuis	travée	appuis
Mu (KN.m)	52,86	18,66	23,06	8,14
As adopté (cm ²)	10,78	10,78	10,78	10,78
σ_{bc} (MPa)	2,23	0,79	0,97	0,34
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_s (MPa)	118,9	42	51,9	18,3
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	201,6	201,6	201,6	201,6

Tableau VI.8 : Vérification du panneau de rive à l'ELS.

b) Panneau intermédiaire :

Combinaison	L _x (m)	L _y (m)	α	μ_x	μ_y	M _{ox} (KN.m)	M _{oy} (KN.m)
ELU	4,9	4,9	1	0,037	1	94,268	94,268
ELS	4,9	4,9	1	0,042	1	96,512	96,512

Tableau VI.9 : résultats de calcul des moments.

1) Calcul des armatures à L'ELU :

Position	Sens x-x		Sens y-y	
	travée	appuis	travée	appuis
Mu (KN.m)	70,70	47,13	70,70	47,13
As (cm ²)	4,58	3,04	4,58	3,04
As min (cm ²)	5,43	5,43	5,43	5,43
choix des barres	7T14	7T14	7T14	7T14
As adopté (cm ²)	10,72	10,72	10,72	10,72
St (cm)	15	15	15	15

Tableau VI.10 : ferrailage du panneau intermédiaire à l'ELU.

2) Vérification à L'ELS :

position	Sens x-x		Sens y-y	
	travée	appuis	travée	appuis
Mu (KN.m)	72,38	48,26	72,38	48,26
As adopté (cm ²)	10,72	10,72	10,72	10,72
σ_{bc} (MPa)	3,05	2,03	3,05	2,03
$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	15	15	15	15
σ_s (MPa)	162,8	108,5	162,8	108,5
$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	201,6	201,6	201,6	201,6

Tableau VI.11 : Vérification du panneau intermédiaire à l'ELS.

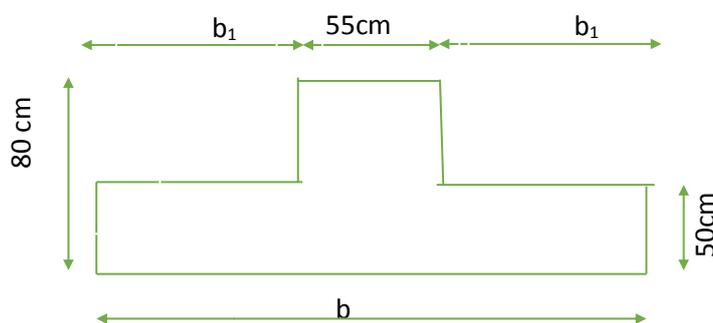
VI.7.3) Calcul des nervures :

a) Dimensionnement des nervures :

La section de la nervure est considérée comme une section en T Avec :

b_1 : cette largeur à prendre en compte de chaque côté de la nervure ne doit pas dépasser :

- le 1/6 de la distance entre points de moment nul, pour la poutre continue ça équivaut à prendre, le 1/10 de la portée.
- la moitié de l'intervalle existant entre deux faces parallèles de deux nervures consécutives $8h_0$
- Le ferrailage se fera avec les moments max aux appuis et en travées.



b) Transmission des charges des dalles aux poutres :

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons. Formant un angle de 45° avec les rives du panneau ou parallèles à son grand côté.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres

c) Evaluation des charges :

La charge correspondante d'un panneau du radier revenant à la nervure qui lui est adjacente est évaluée comme suit :

	Triangulaire	Trapézoïdale
q_M	$q \times \frac{L_x}{3}$	$q \times (1 - \frac{\alpha^2}{3}) \times \frac{L_x}{2}$

Tableau VI.12 : Evaluation de la charge.

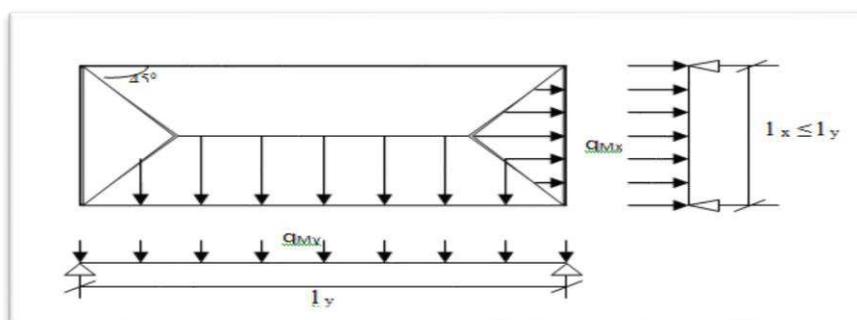


Figure VI.4 : Schéma statique du panneau le plus sollicité.

b : largeur de la dalle de compression $\rightarrow b = 2b_1 + b_0$

$$b_1 \leq \min(L/10 ; L_0/2) = (420/10 ; 300/2)$$

On prend : $b_1 = 42 \text{ cm}$; $b_0 = 55 \text{ cm}$ $\rightarrow b = 139 \text{ cm}$

d) Calcul des armatures à L'ELU :

- Sens x-x :

AXE	M_{\max} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	Filante	chapeaux	A_{adpt} (cm ²)
1	63	2,43	4T16	/	8,08
2	147,34	5,75	4T16	/	8,08
7	205,74	8,09	4T16	2T16	12,06
3	239,09	9,44	4T16	4T16	16,08
4	143,81	5,61	4T16	/	8,08
5	83,81	3,24	4T16	/	8,08

Tableau VI.13 : Ferrailage des nervures en appuis.

AXE	M_{\max} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	Filante	chapeaux	A_{adpt} (cm ²)
1	123,4	4,76	4T16	/	8,08
2	197,04	7,62	4T16	2T16	12,06
7	243,43	9,44	4T16	4T16	16,08
3	283,6	11,02	4T16	4T16	16,08
4	194,96	7,54	4T16	2T16	12,06
5	112,86	4,35	4T16	/	8,08

Tableau VI.14 : Ferrailage des nervures en travée.

- Sens y-y :

AXE	M_{\max} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	Filante	chapeaux	A_{adpt} (cm ²)
A	141,97	5,54	4T16	/	8,08
b	192,31	7,55	4T16	2t16	12,06
c	220,55	8,69	4T16	2T16	12,06
d	264,46	10,47	4T16	4T16	16,08
e	238,48	9,41	4T16	4T16	16,08
f	238,11	9,7	4T16	4T16	16,08
g	265,38	10,51	4T16	2T16	12,06
h	218,6	8,61	4T16	2T16	12,06
i	233,34	9,2	4T16	4T16	16,08
j	154,77	6,04	4T16	/	8,08

Tableau VI.15 : Ferrailage des nervures en appuis.

AXE	M_{\max} (KN.m)	A_{cal} (cm ²)	Filante	chapeaux	A_{adpt} (cm ²)
A	202,98	7,86	4T16	2T16	12,06
b	254,29	9,87	4T16	4T16	16,08
c	243,78	9,45	4T16	4T16	16,08
d	227,23	8,8	4T16	2T16	12,06
e	308,87	12,01	4T16	4T16	16,08
f	309,49	12,04	4T16	4T16	16,08
g	226,34	8,77	4T16	2T16	12,06
h	236,08	9,15	4T16	2T16	12,06
i	246,17	9,55	4T16	4T16	16,08
j	193,71	7,49	4T16	2T16	12,06

Tableau VI.16 : Ferrailage des nervures en travée.

e) Les Vérifications :

1. A L'ELU :

- Vérification de l'effort tranchant :

Sens	$V_{u\max}$ (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
x-x	332,25	0,332	2,5	Condition vérifiée
y-y	328,73	0,328	2,5	Condition vérifiée

Tableau VI.17 : vérification de l'effort tranchant.

2. A PELS :

- Vérification des contraintes :

Sens x-x :

	Axe	A _{adpt} (cm ²)	Ms (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	observation
1	SUPP	8,08	46,2	1,35	15	81,6	201,6	Vérifier
	INF	8,08						
2	SUPP	8,08	106,83	3,12	15	188,8	201,6	Vérifier
	INF	8,08						
7	SUPP	8,08	146,54	3,66	15	175,6	201,6	Vérifier
	INF	12,06						
3	SUPP	8,08	174,22	3,92	15	158,2	201,6	Vérifier
	INF	16,08						
4	SUPP	8,08	104,5	3,05	15	184,7	201,6	Vérifier
	INF	8,08						
5	SUPP	8,08	59,09	1,72	15	104,4	201,6	Vérifier
	INF	8,08						

Tableau VI.18 : vérification des contraintes appuies.

	Axe	A _{adpt} (cm ²)	Ms (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	observation
1	INF	8,08	90,02	1,63	15	155,9	201,6	vérifier
	SUPP	8,08						
2	INF	8,08	143,57	2,19	15	168,1	201,6	vérifier
	SUPP	12,06						
7	INF	8,08	176,07	2,38	15	155,7	201,6	vérifier
	SUPP	16,08						
3	INF	8,08	206,87	2,8	15	183	201,6	vérifier
	SUPP	16,08						
4	INF	8,08	141,98	2,17	15	166,2	201,6	vérifier
	SUPP	12,06						
5	INF	8,08	79,94	1,45	15	138,4	201,6	vérifier
	SUPP	8,08						

Tableau VI.19 : vérification des contraintes travée.

Sens y-y :

Axe		A_{adpt} (cm ²)	Ms (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	observation
A	SUPP	8,08	100,96	2,94	15	178,4	201,6	Vérifier
	INF	8,08						
B	SUPP	8,08	140,1	3,5	15	167,9	201,6	Vérifier
	INF	12,06						
C	SUPP	8,08	160,52	4,01	15	192,4	201,6	Vérifier
	INF	12,06						
D	SUPP	8,08	191,86	4,31	15	174,2	201,6	Vérifier
	INF	16,08						
E	SUPP	8,08	173,73	3,9	15	157,8	201,6	Vérifier
	INF	16,08						
F	SUPP	8,08	173,69	3,9	15	157,7	201,6	Vérifier
	INF	16,08						
G	SUPP	8,08	192,54	4,33	15	174,9	201,6	Vérifier
	INF	16,08						
H	SUPP	8,08	159,12	3,98	15	190,7	201,6	Vérifier
	INF	12,06						
I	SUPP	8,08	169,87	3,82	15	154,3	201,6	Vérifier
	INF	16,08						
J	SUPP	8,08	110,09	3,21	15	194,6	201,6	Vérifier
	INF	8,08						

Tableau VI.20 : vérification des contraintes appuis.

Axe		A _{adpt} (cm ²)	M _s (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (MPa)	observation
A	INF	8,08	143,62	2,19	15	168,1	201,6	vérifier
	SUPP	12,06						
B	INF	8,08	184,69	2,5	15	163,4	201,6	vérifier
	SUPP	16,08						
C	INF	8,08	178,44	2,41	15	157,8	201,6	vérifier
	SUPP	16,08						
D	INF	8,08	164,33	2,51	15	192,4	201,6	vérifier
	SUPP	12,06						
E	INF	8,08	225,91	3,06	15	199,8	201,6	vérifier
	SUPP	16,08						
F	INF	8,08	226,33	3,06	15	200,2	201,6	vérifier
	SUPP	16,08						
G	INF	8,08	163,73	2,5	15	191,7	201,6	vérifier
	SUPP	12,06						
H	INF	8,08	171,86	2,62	15	201,2	201,6	vérifier
	SUPP	12,06						
I	INF	8,08	179,11	2,4	15	158,4	201,6	vérifier
	SUPP	16,08						
J	INF	8,08	136,93	2,09	15	160,3	201,6	vérifier
	SUPP	12,06						

Tableau VI.21 : vérification des contraintes travée.

f) Espacement :

D'après le RPA99/2003

Les armatures transversal ne doivent pas dépasser un espacement St de :

- **Zone nodale** $St \leq \min (h/4 ; 12\phi_l)$

 ϕ_l : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

$$St \leq 19,2 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } St = 15 \text{ cm}$$

- **Zone courante**

$$St \leq \frac{h}{2} = 40 \text{ cm} \rightarrow \text{On prend } St = 25 \text{ cm}$$

D'après le BAEL91

L'espacement entre les armatures transversal ne doit pas dépasser la valeur suivante ;

$$St \leq (15\phi_l , 40\text{cm} , \alpha + 10) = 24 \text{ cm.}$$

On adopte dans les deux sens un espacement :

En zone courante $St = 20 \text{ cm}$

En zone nodale $St = 15 \text{ cm}$

Choix des cadres

D'après le RPA99/2003

$$A_{t.min} \geq 0,003 \times St \times b = 2,475 \text{ cm}^2$$

On prend $A_t = 4T10 = 3,14 \text{ cm}^2$

VI.7.4) Ferrailage du débord :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $l = 50 \text{ cm}$; le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur $b = 1 \text{ m}$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$h = 0,5 \text{ m}$$

$$l = 0,5 \text{ m}$$

$$q_u = 106,79 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$q_s = 77,98 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

Calcul à l'ELU :

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{2} = 13,35 \text{ KN.m}$$

Conclusion :

le moment calculé M_u est très petit par rapport à celle calculé au panneau du radier M_t ce qui nous donne des armatures faibles que celle obtenues aux appuis de rive, nous convenons ainsi de ferrailer le débord par prolongement des armatures destinées aux appuis de rive du radier.

Conclusion

Conclusion générale

Ce projet de fin d'étude qui consiste en l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial, est la première expérience qui nous a permis de mettre en application les connaissances acquises lors de notre formation.

Nous avons aussi pris conscience de l'évolution considérable du Génie Civil sur tous les niveaux, en particulier dans le domaine de l'informatique (logiciel de calcul), comme exemple, nous citerons le logiciel ETABS que nous avons appris à appliquer durant la réalisation de ce projet.

Cette expérience nous a sensibilisé sur le côté pratique du domaine et de faire la concordance avec le côté théorique.

Bibliographie

Règlements :

- **RPA99V2003** : Règlement parasismique algérien.
- **CBA93** : Règlement de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL** : Béton armé à l'état limites.
- **DTR B.C.2.2** : Document technique réglementaire.

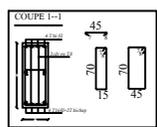
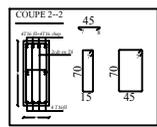
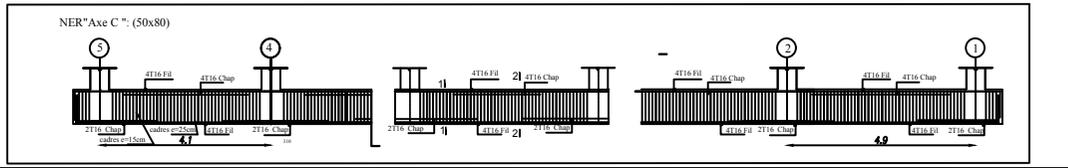
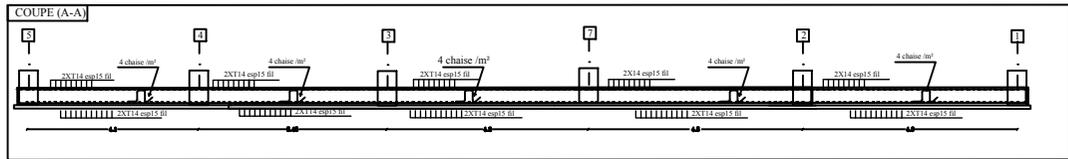
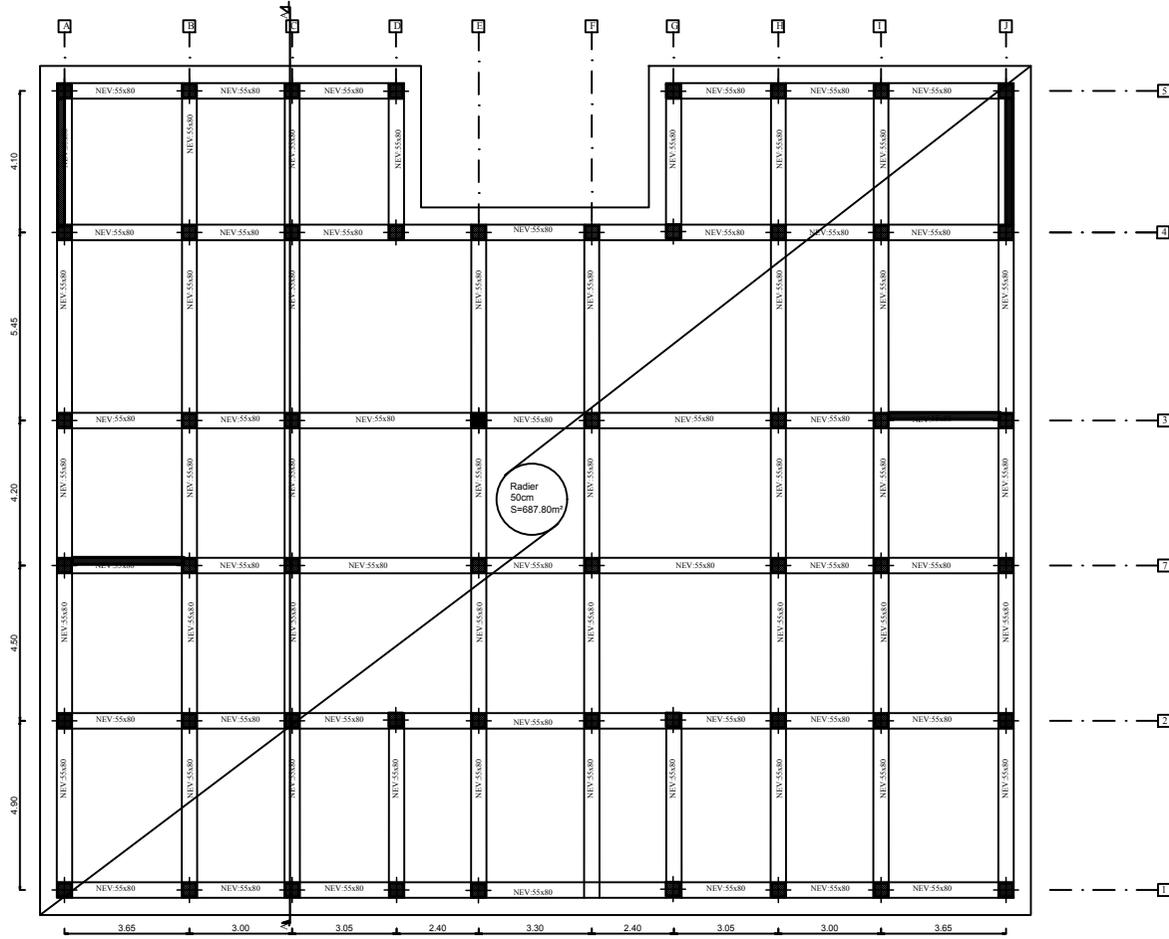
Cours et mémoires :

- Cours de béton armé 3^{ème} année.
- Cour de résistance des matériaux 3^{ème}année.
- Cour de conception technique master 1.
- Mémoires et thèses des promotions précédentes.

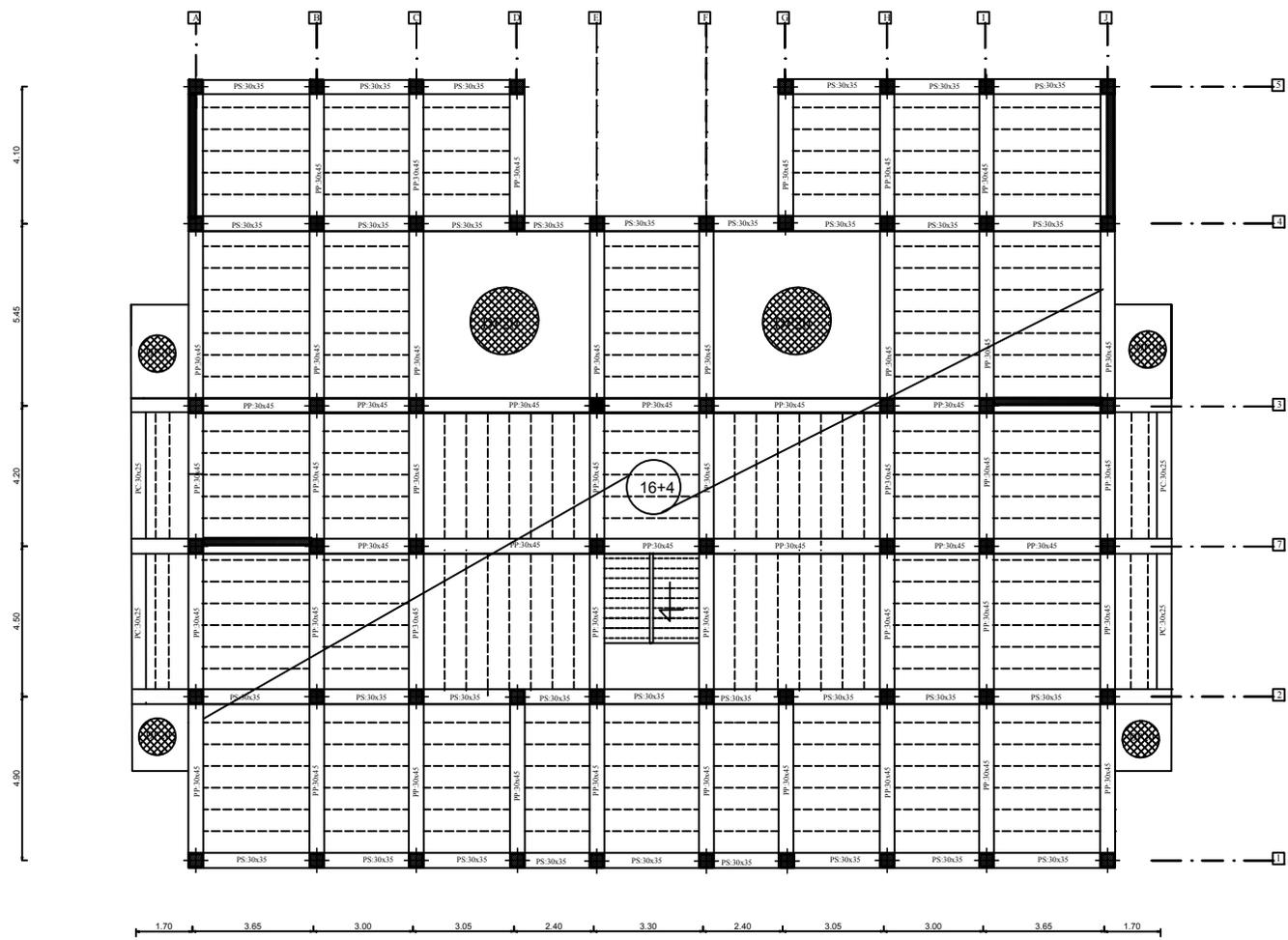
Logiciels :

- ETABS v9.6 : Modélisation.
- Autocade 2016 : Dessin.
- Excel 2013 : Calcul.
- Socotec : Calcul des sections d'armatures et vérification a l'ELS.
- Word 2013 : Traitement de texte.

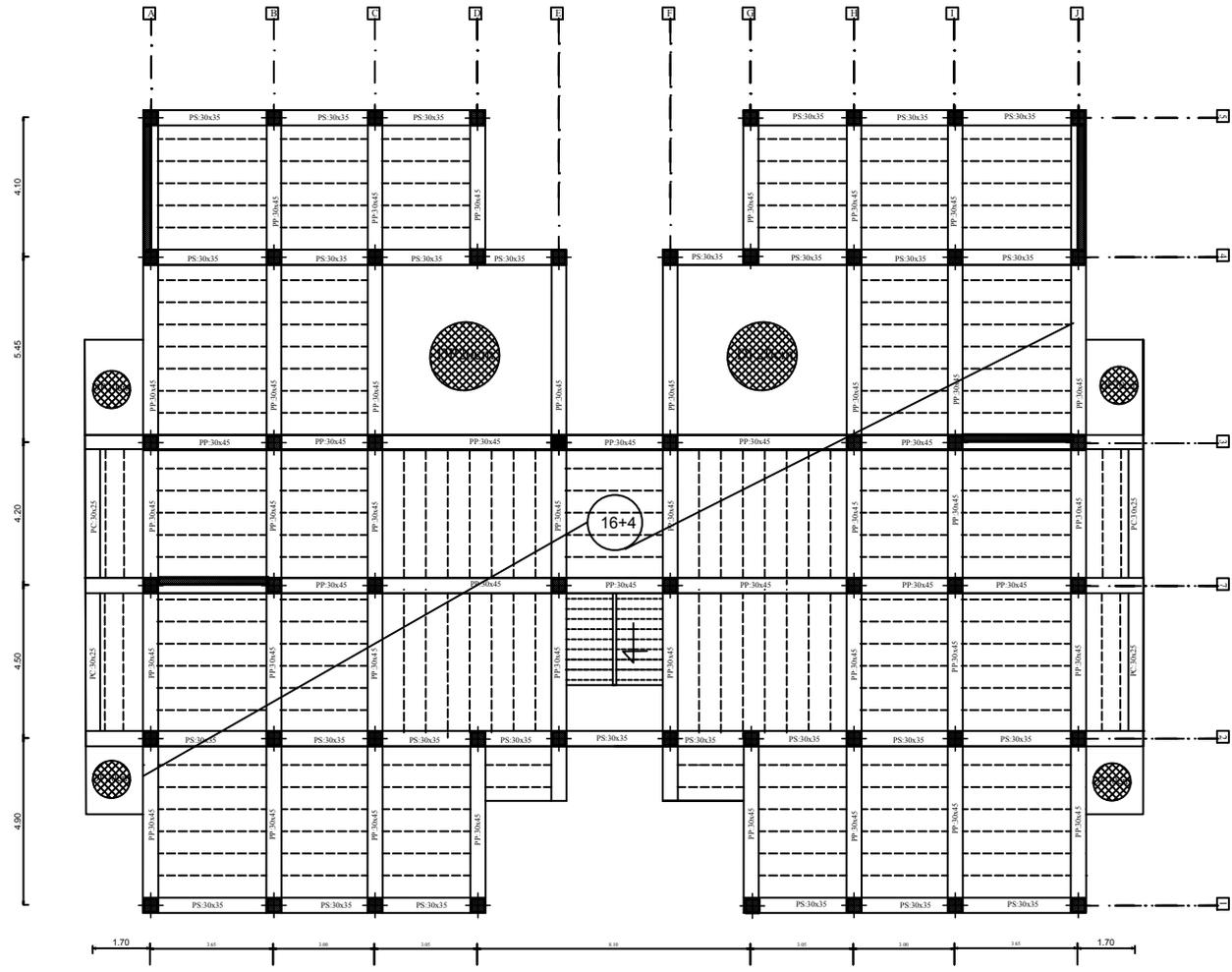
Annexe



Université M'hamed BOUGARA Bourmerdes		Faculté des Sciences de l'ingénieur département de Génie Civil	
Etudié par : BOUKENDAKDJI Amel HADJOUT Walid		Titre : Plan de fondation	
Dirigé par : Mr.LABDAOULR		Promotion : 2018/2019	

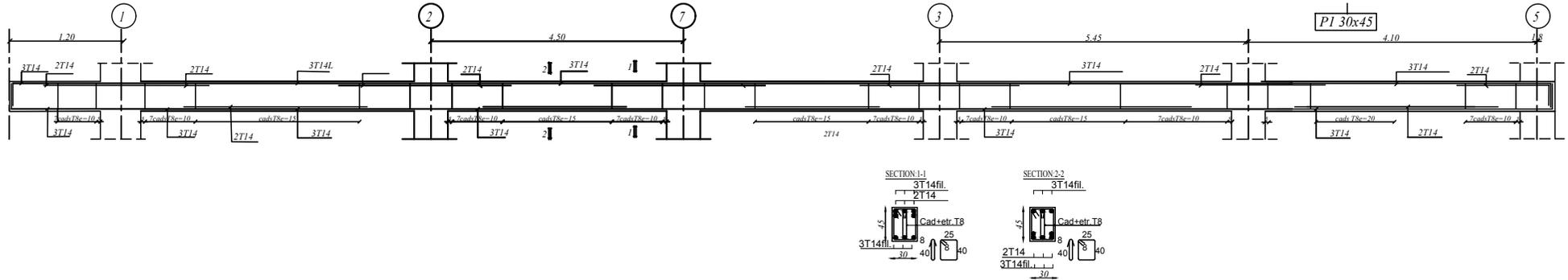


Université Mhamed BOUGARA Boumerdes		Faculté des Sciences de l'ingénieur département de Génie Civil	
Etudié par : BOUKENDAKDJIL Anis HADJOUT Walid		Titre : Plan de coffrage du RDC	
Dirigé par : Mr.LABDAOUIR		Promotion : 2018/2019	

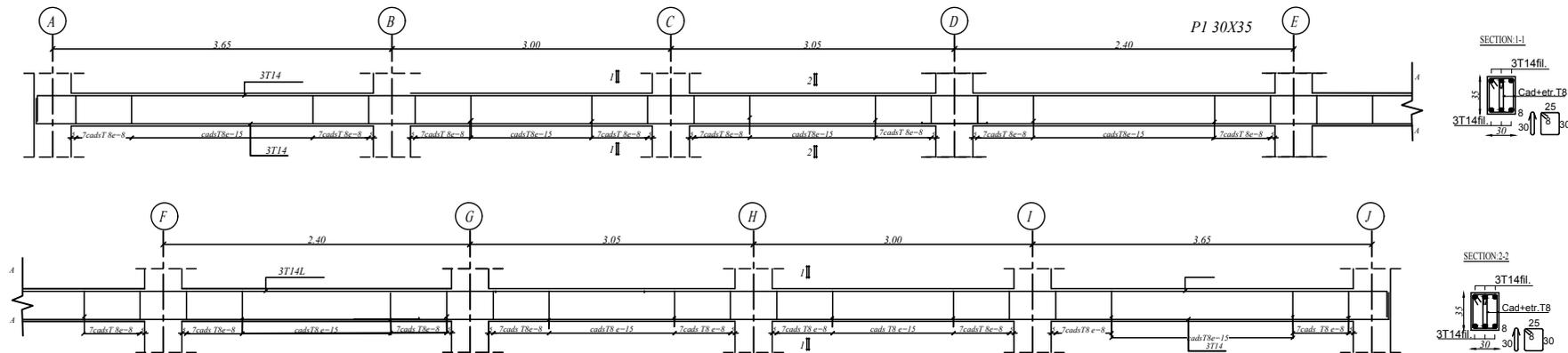


Université M'hamed BOUGARA Boumerdes		Faculté des Sciences de l'Ingénieur département de Génie Civil	
Etudié par : BOUKENDAKDJI Am HADJOUT Walid		Titre : Plan de coffrage de l'étage courant + terrasse	
Dirigé par : Mr. LABDAOUI R		Promotion : 2018/2019	

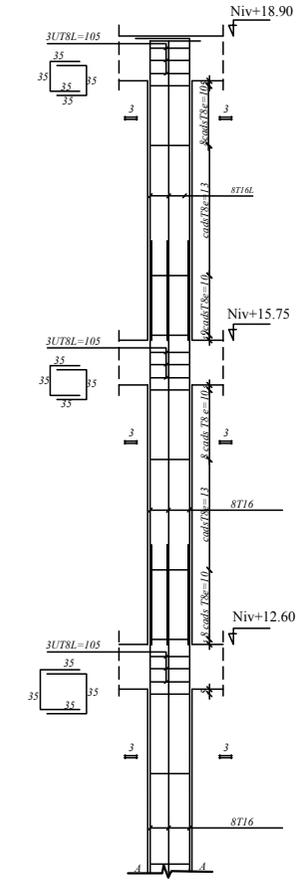
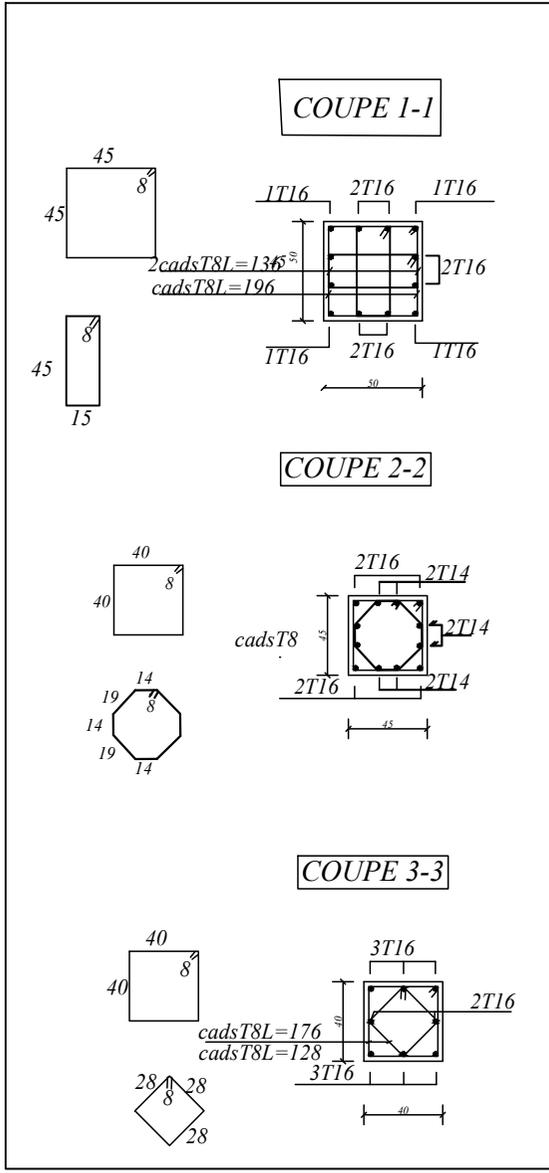
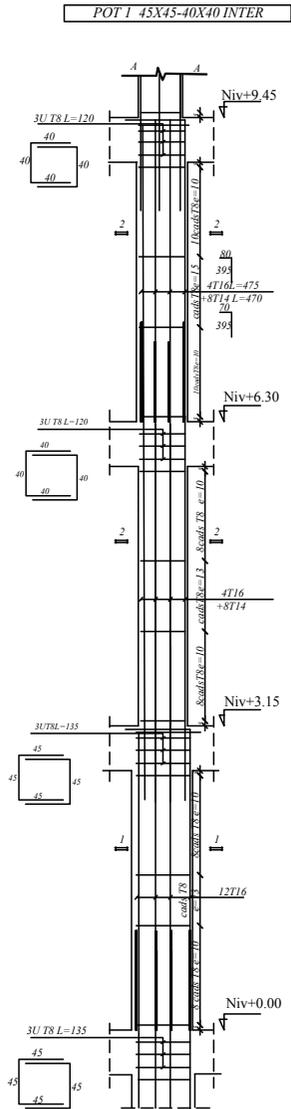
Poutre principale 30x45 - AXE B



Poutre secondaire 30x35 - AXE 2

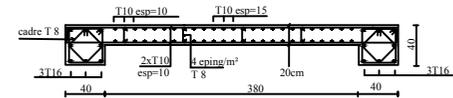
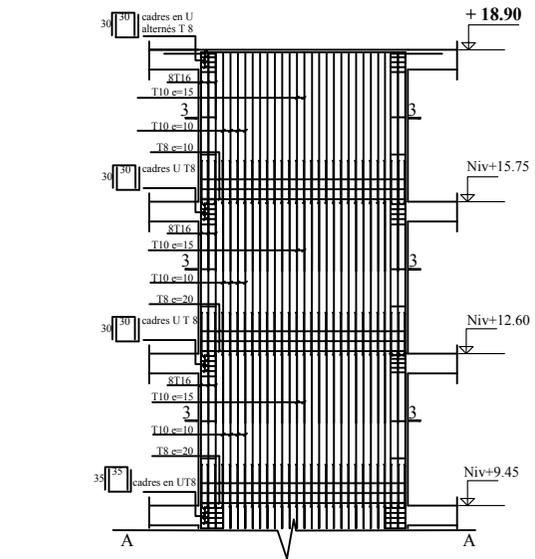
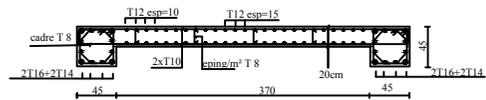
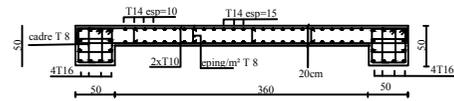
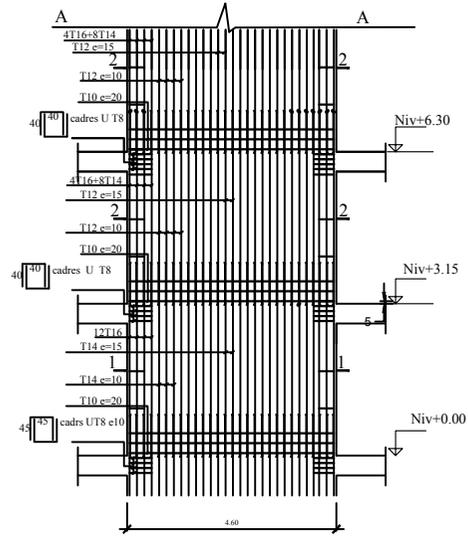


Université M'hamed BOUGARA Boumerdes		Faculté des Sciences de l'Ingénieur département de Génie Civil	
Etudié par : BOUKENDAKDJJI Anis HADJOUT Walid	Titre : Plan de ferrailage Poutre		Promotion : 2018/2019
Dirigé par: Mr.LABDAOULR			

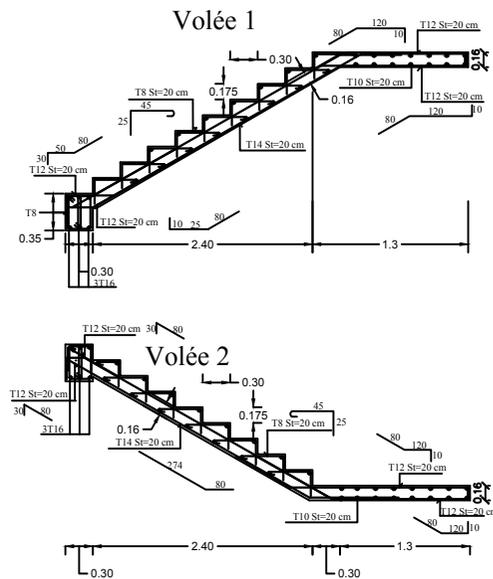
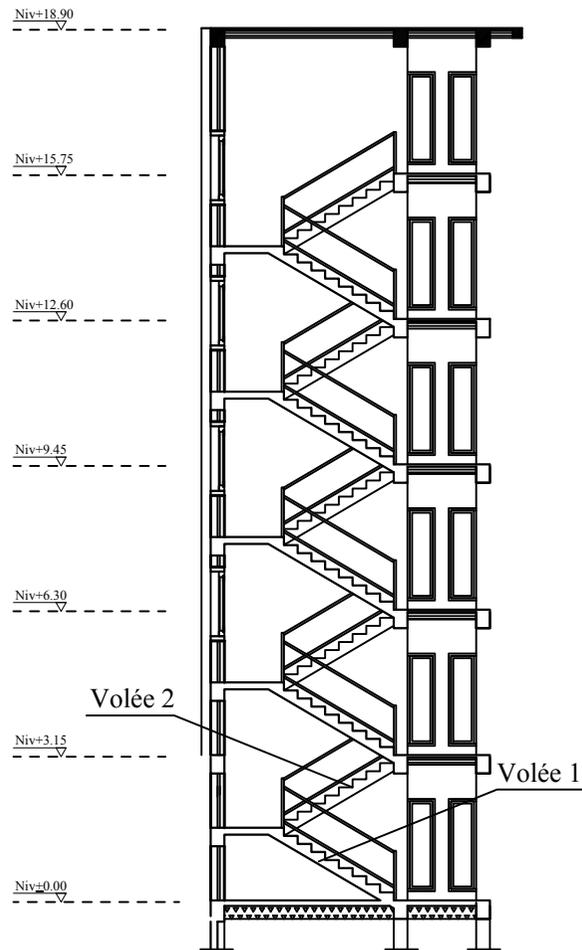


Université M'hamed BOUGARA Boumerdes		Faculté des Sciences de l'Ingénieur département de Génie Civil	
Etudié par : BOUKENDAKDJI Anis HADJOUT Walid	Titre : Plan de ferrailage poteau		Promotion : 2018/2019
Dirigé par: Mr.LABDAOUIR			

Poteau -Voile (j-45)



Université M'hamed BOUGARA Boumerdes		Faculté des Sciences de l'Ingénieur département de Génie Civil	
Etudié par : BOUKENDAKDJII Anis HADJOUT Walid	Titre : Plan de Ferrailage Voiles		Promotion : 2018/2019
Dirigé par: Mr.LABDAOULR			



Université M'hamed BOUGARA Boumerdes		Faculté des Sciences de l'Ingénieur département de Génie Civil	
Etudié par : BOUKENDAKDJI Anis HADJOUT Walid		Titre : Plan de ferrailage Escalier	
Dirigé par: Mr.LABDAOUI.R		Promotion : 2018/2019	