

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur
Et de la Recherche Scientifique
Université Abderrahmane MIRA- Bejaia
Faculté de la technologie
Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En Vue d'Obtention du Diplôme Master2 en génie civil
Option : Matériaux et structures

Thème :

*Etude d'un bâtiment (R+8) à usage d'habitation et commercial
contreventé par un système mixte
(Voiles - Portiques)*

Présenté par :

M^{elle}: AISSANI Rima

M^{elle}: AMAROUCHE Zahoua

Encadreur :

M^r: BANOUNE BRAHIM

Membre de Jury:

M^r: LARRABAT

M^{me}: SOUIDI

Promotion 2016-2017



Remerciements



Nous remercions avant tous, Dieu de nous avoir gardés en bonne santé afin de mener à bien ce projet de fin d'étude. Nous remercions également nos familles pour les sacrifices qu'elles ont faits pour que nous terminions nos études.

*Nous exprimons toutes nos profondes reconnaissances à notre encadreur **Mr BANOUNE**, qui par son expérience et sa compétence, nous a transmis sa passion pour la modélisation des Structures et le calcul de Béton Armé.*

Nous sommes aussi reconnaissants au département de génie civil, pour les moyens qui ont été mis à notre disposition durant toute la durée de la formation.

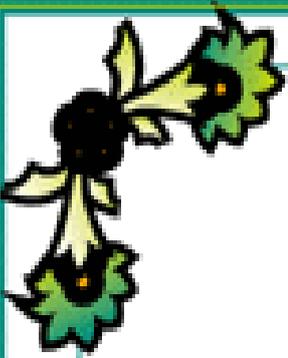
Nous adressons de chaleureux remerciements à tous les enseignants.

Nous remercions également les membres des jurys pour l'effort qu'ils feront dans le but d'examiner ce modeste travail.

Nous remercions aussi tous nos amis pour leur aide, leur patience, leur compréhension et leur encouragement.

Nous tenons en fin à remercier tous ceux qui nous ont aidés de loin ou de près pour l'élaboration de ce projet.

Rima et Zahoua



DÉDICACES

Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissances :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

A mes braves frères : Lyes, Nabil et Azwaw, et ma aimante sœur Siham et son mari Zoubir.

A ma très chère grande-mère.

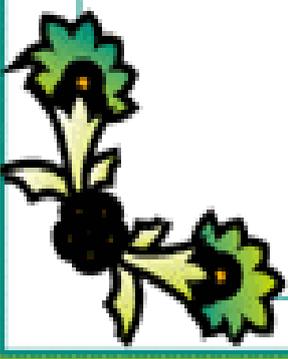
A mes chers cousins Hichem, Nassima, Amer, et Souhila

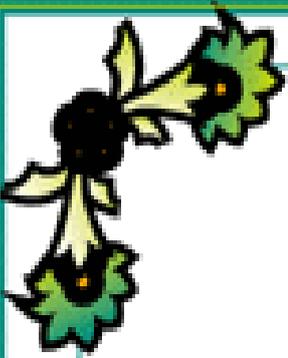
A mes chères Badra, Rima, Zina, Hassou, Hinane et mes petits anges Manich, Koussaila, Zouhir et Momina.

A ma binôme Zahoua et sa famille et aussi à tous mes amis Amira, Ryma , Saida, Karima et Drifa.

A mon Bien aimé « Omar »

RIMA





DÉDICACES DÉDICACES

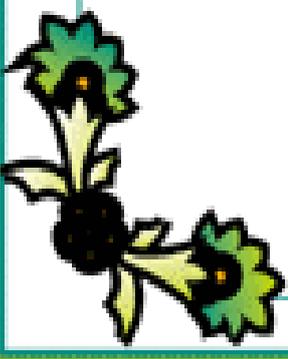
Je dédie ce modeste travail en signe de respect et de reconnaissances :

A mes très chers parents qui m'ont guidé durant les moments les plus pénibles de ce long chemin, ma mère qui a été à mes côtés et ma soutenue durant toute ma vie, et mon père qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je suis, merci mes parents.

- ✚ A mes très chers frères, sœur et mes nièces*
- ✚ A toutes personnes qui ma aider à poursuivre mes études*
- ✚ A toute ma famille sans exception.*
- ✚ A tous mes amis (es) : Ryma, Nouara, Sihem, Haoua, Wassila, Kahina, et tout la promotion génie civil 2017.*
- ✚ A celle qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire, à toi Rima.*
- ✚ Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*



Zahoua



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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

a : Epaisseur.

α : Coefficient de la fibre neutre

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Diamètre, dalle

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

E_s, E_c : Sont les modules de déformation.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

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

F : Coefficient de sécurité = 1.5

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h_0 : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

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

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

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

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

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

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

L : Longueur ou portée.

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

L_x = distance entre nus de poutrelles.

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

l' : longueur fictive.

l'_g et l'_d : Longueurs fictives à gauche et à droite respectivement.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M_0 : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui i

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

M_j : Moment correspondant à j .

M_g : Moment correspondant à g .

M_q : Moment correspondant à q .

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

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

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

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

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

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

T : Effort tranchant.

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site.

V : Effort tranchant.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

X, Y et **Z** : Coordonnées en général.

Y : Ordonnée de la fibre neutre.

Z : Coordonnée, bras de levier

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

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section, largeur de la nervure

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

f_e : Limite d'élasticité.

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

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

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier

v : Coefficient de poisson

σ : Contrainte normale.

σ_j : Contrainte correspondant à j.

σ_g : Contrainte correspondant à g.

σ_q : Contrainte correspondant à q.

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

γ_b : coefficient de sécurité.

γ_s : coefficient de sécurité.

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

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

q : chargement KN/ml..

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

μ_l : Moment réduit limite.

μ_u : Moment ultime réduit.

λ_i : Coefficient instantané.

λ_v : Coefficient différé.

Liste des tableaux et figures

Tableau I-1 : Les types d'acier utilisé et leurs nuances	7
Tableau II-1 : Evaluation des charges et surcharges des plancher	17
Tableau II.2 .Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment.....	20
Tableau II.3 : Evaluation des charges et surcharge de la volée 1 des étages courants et 3volée des étages courants+RDC.....	21
Tableau II.4 : Evaluation des charges et surcharge de la volée 1de RDC	21
Tableau II.5 : Evaluation des charges et surcharge de la volée 2 des étages courants	22
Tableau II.6 : Evaluation des charges et surcharge de la volée 2 de RDC	22
Tableau II.7 : Evaluation des charges et surcharge du palier	23
Tableau II.8 : Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère	24
Tableau II.9 : Evaluation des charges des murs extérieurs	24
Tableau II.10 : la hauteur et l'épaisseur des voiles.....	25
Tableau II.11 : Evaluation des charges des voiles	25
Tableau II.12 : Sections préalables des poteaux	27
Tableau II.13 : Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge pour le poteau A	27
Tableau II.14 : Descente de charge pour le poteau A	30
Tableau II.15 : Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge pour le poteau B.....	32
Tableau II.16 : descente de charge pour le poteau B	33
Tableau II.17 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	35
Tableau II.18 : Vérification des poteaux au flambement.....	36
Tableau II.19 : Dimensions des éléments structuraux	37
Tableau III-1 : Les différents types de poutrelles	38
Tableau III-2 : Evaluation des charges et surcharges sur poutrelles.....	38
Tableau III-3 : Sollicitation des poutrelles à l'ELU et l'ELS pour l'étage commerciale ...	46
Tableau III-4 : Sollicitation des poutrelles à l'ELU et l'ELS pour l'étage courant.....	47
Tableau III-5 : Sollicitation des poutrelles à l'ELU et l'ELS pour terrasse inaccessible ...	47
Tableau III-6 : Les sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles.....	48
Tableau III-7 : Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux	57
Tableau III-8 : Vérifications nécessaires à l'ELU	58
Tableau III-9 : Vérifications des contraintes à ELS	58
Tableau III-10 : Vérifications de la flèche à l'ELS	59
Tableau III-11 : Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.....	60
Tableau III-12 : Ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_x).	63
Tableau III-13 : Ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_y).	63
Tableau III-14 : Les contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis:.....	64
Tableau III-15 : .ferrailage de la dalle sur trois appuis.	66
Tableau III-16 : Les contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis.....	67
Tableau III-17 : évaluation de la flèche de la dalle sur trois appuis sens x-x.....	67
Tableau III-18 : évaluation de la flèche de la dalle sur trois appuis sens y- y.....	68
Tableau III-19 : Ferrailage du la dalle sur deux appui.....	70

Tableau III-20: Contraintes dans le béton de la dalle sur deux appuis.	71
Tableau III-21: Sollicitation dans l'escalier.....	73
Tableau III-22: .ferraillage de l'escalier.	73
Tableau III-23: Vérification des contraintes de compressions.	74
Tableau III-24: évaluation de la flèche de l'escalier.....	75
Tableau III-25: Vérification des contraintes de compressions	76
Tableau III-26 : Sollicitation dans l'escalier.....	78
Tableau III- 27 : ferraillage de l'escalier.	78
Tableau III-28 : Vérification des contraintes de compressions.	79
Tableau III.29 : Évaluation de la flèche de l'escalier	79
Tableau III -30 : Les résultats de calcul par la méthode de la RDM	81
Tableau III -31 : Ferrailage de la poutre brisée en travée et aux appuis:	81
Tableau III-32: Ferrailage de la poutre de chaînage Tableau... ..	85
Tableau III-33: Vérification de la contrainte dans le béton.	86
Tableau III-34: Charges et surcharges	87
Tableau III-35: Charges et surcharges.	88
Tableau III-36: ferraillage de la dalle d'ascenseur	94
Tableau III-37: Vérification de l'effort tranchant.....	95
Tableau III-38 : vérification de la section d'acier.....	95
Tableau III- 39: La section d'armature.	98
Tableau III-40 : Vérification de la section d'acier.....	98
Tableau III-41: Résultat des calculs.....	99
Tableau IV.1: Valeurs des pénalités P_q	103
Tableau IV.2: Période de vibration et taux de participation massique	106
Tableau IV.3: Vérification de l'effort normal réduit.....	109
Tableau IV.4: Vérification de l'interaction sous charges verticale.	109
Tableau IV.5: Vérification de l'interaction sous charges horizontale.....	110
Tableau IV.6: Vérification de l'effort tranchant à la base.....	111
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements dans le sens X et Y.	112
Tableau IV.8 : Vérification à L'effet $P-\square$	113
Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	116
Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux.....	117
Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux	118
Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux	118
Tableau V-5 : Vérification du flambement des poteaux	120
Tableau V-6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	121
Tableau V-7: Vérification des contraintes tangentielles.	122
Tableau V-8 : ferraillage des différents poteaux	123
Tableau V-9 : Armatures longitudinales des poutres	125
Tableau V-10 : Vérification de la section minimale	127

Tableau V-11 : Vérification des contraintes tangentielles.	127
Tableau V-12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	127
Tableau V.13 : Moments résistant dans les poteaux	128
Tableau V.14 : Moments résistant dans les poutres	129
Tableau V.15 : Vérification des zones nodales	129
Tableau V.16 :Vérification de l'état limite de compression du béton.....	130
Tableau V.17 : Vérification de la flèche pour les poutres	130
Tableau V.18 : ferrailage des poutres.....	131
Tableau V.20 : récapitulation du ferrailage de voileVx1.	138
Tableau V.21 : récapitulation ferrailage des voiles Vx2.....	138
Tableau V.22 : récapitulation ferrailage des voiles Vx3.....	139
Tableau V.23 : récapitulation ferrailage des voiles Vy1.....	139
Tableau V.24 : récapitulation ferrailage des voiles VY2.....	140
Tableau V.25 : récapitulation ferrailage des voiles VY3	140
Tableau V.26 : récapitulation ferrailage des voiles V4	141
Tableau V.27 : schéma de ferrailage de voile Vx.	142
Tableau VI.1 : Sollicitations agissant sur la poutre de rigidité	148
Tableau VI.2 : Ferrailage de la poutre de rigidité	149

Figure I. 1 : Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$	4
Figure II.1 : la disposition dalle de RDC	10
Figure II.2 : la disposition dalle de 1 ^{er} et 5 ^{eme} étage	10
Figure II.3 : la disposition dalle de 6 ^{eme} étage	11
Figure II.4 : la disposition dalle de 7 ^{eme} étage.....	11
Figure II.5 :la disposition dalle de 8 ^{eme} étage	11
Figure II.6 : plancher à corps creux (20+4)	13
Figure II.7 : Schéma d'une poutrelle	14
Figure II.8 : schéma de l'escalier.....	18
Figure II.9 : Schéma statique de la 1 ^{ere} et 3 ^{eme} volées	19
Figure II.10 : Schémas de l'acrotère.....	24
Figure II.11 : Descente de charge	30
Figure III.1 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.....	40
Figure III.2 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées	40
Figure III.3 : Schéma d'une poutre continue.....	41
Figure III.4 : Ferrailage de la dalle de compression.....	61
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.	65
Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.	68
Figure III.7 : Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis	71
Figure.III.8 : Schéma statique	72
Figure III.9 : Schéma statique	77
Figure III.10 : Schéma de ferrailage d'escalier	80
Figure III.11 : Schéma de ferrailage de la poutre brisée	84
Figure III.12 : Schéma de ferrailage de la poutre chainage.....	87
Figure III.13 : Section à ferrailer.	89
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	92
Figure III.15 : Cage d'ascenseur.....	93
Figure III.16 : Schéma représentant la surface d'impact.....	96
Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur	100

Figure IV.1 : Disposition des voiles	106
Figure IV.2: 1er Mode de vibration (T=0.68481s translation suivant X).....	107
Figure IV.3: 2eme Mode de vibration (T=0.62591s translation suivant Y)	108
Figure IV.3: 2eme Mode de vibration (T=0.62591s translation suivant Y)	108
Figure V.1: Zone nodale	116
Figure V.2: Section d'un poteau	120
Figure V.3: La zone nodale	127
Figure V.4: Schéma d'un voile pleine.....	133
Figure VI.1: Vue en plan de la semelle	143
Figure VI.2: Coupe P-P'	143
Figure VI .3: semelle filante.....	144
Figure VI .4: Schéma statique de la poutre de rigidité.....	148
Figure VI .5: Schémas de ferrailages de la semelle filante.....	149

Sommaire

SOMMAIRE

INTRODUCTION GENERALITE	1
 CHAPITRE I: GENERALITE	
I.1.Présentation de l'ouvrage	2
I.2.Implantation de l'ouvrage.....	2
I. 3.Caractéristiques de l'ouvrage.....	2
I. 3. 1 Caractéristiques géométrique.	2
I. 3. 2. Elément secondaires	2
I. 3.3.Caractéristique structurales.....	3
I. 3.4.Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.4. Actions et sollicitations	8
I. 4.1.Les actions : CBA 93 (art A.3.1.1).	8
I.4.2. Les sollicitations	9
I.4.3. Différentes combinaisons d'actions données par le RPA.....	9
I.5. Règlements et normes utilisés.....	9
 CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS	
II.1 : pré dimensionnement des éléments	10
II.1.1. Les poutre	12
II.1.2.Planchers.	13
II.1.3.Escaliers.	17
III1.4.Acrotère..	24
II. 1.5.Les voiles.....	25
II.1.6.Les poteaux.....	26
II.2.Descente des charges:	27
II.2.1.Poteau A.....	27
II.2.1.Poteau B	32
II.3.Conclusion	37
 CHAPITRE III : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1. Calcul des planchers	38
III.1.1. Plancher à corps creux.....	38

III.1.2. Plancher à dalle pleine	61
III.2. Etude d'escalier	72
III.2.1. Etude de la poutre brisée.....	80
III.3. Etude des Poutres de chainages	84
III.4. Calcul de l'acrotère	87
III.5. Etude de l'ascenseur	93

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE

IV.1. Méthodes de calcul	101
IV.1.1. La méthode statique équivalente	101
IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale.....	104
IV.2. Disposition des voiles	105
IV.3. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique.....	106
IV.3.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales	106
IV.3.2. Vérification de l'effort normal réduit.	108
IV.3.3. Vérification de l'interaction voiles portiques.	109
IV.3.4. Vérification de la résultante des forces sismiques.....	111
IV.3.5. Vérification vis-à-vis des déplacements.	111
IV.3.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ	112

CHAPITRE V : ETUDES DES ELEMENTS SECONDAIRES

V.1. Étude des poteaux	115
V.1.1. Recommandations du RPA99/Version 2003	115
V.1.2. Sollicitations dans les poteaux.	117
V.1.3. Ferrailage des poteaux	117
V.1.4. Vérifications.....	119
V.1.5. Disposition constructive des poteaux.....	122
V.1.6. Schéma de ferrailage des poteaux.....	123
V.2. Etude des poutres.....	124
V.2.1. Recommandation du RPA99/2003	124
V.2.2. Ferrailage des poutres.....	125
V.2.3. Vérifications à l'ELU	126
V.2.4. Vérifications à l'ELS.	129

V.2.5. Schéma de ferrailage des poutres.....	130
V.3. Etude des voiles	131
V.3.1.Recommandation du RPA	132
V.3.2.ferrailage des voiles.....	134
V.4. Conclusion.....	141

CHAPITRE VI : CALCUL DE L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Choix de type des fondations	142
VI.2. Combinaisons d'actions à considérer	142
VI.3. Etude des fondations	142
VI.3.1. Vérification des semelles isolées.....	142
VI.3.2. Vérification des semelles filantes	143
VI.3.2.1. Calcul de la hauteur de la semelle.	144
VI.3.2.2. les Vérifications nécessaires.....	144
VI.4. Calcul de la poutre de rigidité.....	146
VI.5. Schéma de ferrailage.....	148
CONCLUSION GENERALE	148

REFERENCE BIBLIOGRAPHIQUE

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

ANNEXES

L'émergence du domaine de la construction exige l'instauration des règles et normes afin d'assurer la sécurité et le confort de vie à une population qui ne cesse d'augmenter. Le risque est présent sous toutes ses formes, particulièrement le risque sismique, qui a un effet destructeur dans les zones habitées.

Pour cela ; les ingénieurs en génie civil sont appelés à concevoir des structures dotées d'une bonne rigidité et d'une résistance suffisante vis-à-vis de l'effet sismique, tout en tenant compte des aspects structuraux, fonctionnels, économiques, et la viabilité de l'ouvrage.

Tout comme d'autres catastrophes naturelles, les séismes ont des manifestations spectaculaires et dévastatrices. Il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leurs apparitions aléatoires. On ne connaît les phénomènes sismiques que de manière imparfaite et seuls des séismes majeurs incitent la population à une prise de conscience générale.

Le danger de ce dernier varie d'un endroit à un autre selon la sismicité du lieu, d'où l'utilité d'une étude parasismique appropriée qui se base généralement sur une étude dynamique des constructions agitées, une telle étude permet de minimiser les dégâts et de préserver des vies humaines.

En Algérie, les expériences vécues durant les derniers séismes, ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le projet qui nous a été confié porte sur l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (commerciales + habitations) en (R+8) contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

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

Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.

- ❖ Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- ❖ Le troisième chapitre, pour l'étude des éléments secondaire.
- ❖ Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- ❖ Le cinquième chapitre, pour l'étude des éléments principaux.
- ❖ Le dernier chapitre, pour l'étude de l'infrastructure.

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

Chapitre I

Généralités

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

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

I.1.Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par la société civile professionnelle d'architecture (La BIANCA/SPA), fait l'objet de notre mémoire de fin de cycle qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment (R+8) dont le RDC qui est à usage commerciale et les autres étages à usage d'habitation comporte des logements.

Cet ouvrage classé dans le groupe d'usage **2.RPA 99 version 2003 (Article 3.2)**

I.2.Implantation de l'ouvrage :

Le terrain devant recevoir le projet est situé à Dar Nacer. Le site est classé comme une zone de moyenne sismicité, zone IIa, (**RPA99 version 2003**)

I. 3.Caractéristiques de l'ouvrage :

I. 3. 1 Caractéristiques géométrique :

- La hauteur du bâtiment : 28.39m.
- La hauteur de RDC : 3.91m.
- La hauteur de chaque étage : 3.06m.
- Longueur de l'ouvrage : 25.55m.
- Largeur de l'ouvrage : 15.4m.

I. 3. 2. Elément secondaires :

- **Plancher :** Dans notre projet nous avons adopté des planchers à corps creux pour tous les étages et des planchers à dalle pleine pour les balcons, la dalle d'ascenseur et la chambre du poste de transfo.
- **Escalier :** Dans notre projet nous avons un seul type d'escalier :
 - Escalier en béton armé (3 volée).
- **L'infrastructure :** Selon le rapport du sol qui nous a été donnée par le laboratoire de l'habitat et de la construction et sur les résultats des essais réalisé le 26/04/2015 sur le terrain destiné à recevoir ce bloc :
 - La contrainte admissible du sol est de $\sigma_{sol}=2$ bars.
 - Une profondeur d'ancrage d'au moins 1.5 m par rapport à la côte du terrain naturel.
- **L'ascenseur :** C'est un élément mécanique, sert à faire monter et descendre les usagers à travers les différents étages du bâtiment sans utiliser les escaliers.

➤ **Maçonnerie utilisés :**

- Les murs extérieurs sont réalisés en double cloison de 15/10 cm, séparé d'une lame d'aire de 5cm.
- Les murs intérieurs sont réalisés de cloison de 15cm/10cm, séparés d'une lame d'aire de 5cm pour les séparations entre les logements, en simples cloisons de briques creuses de 10cm pour la séparation des espaces

➤ **L'acrotère :** C'est un élément encastré dans le plancher terrasse inaccessible qui va servir comme garde de corps et empêcher l'infiltration des eaux pluviales.

I. 3.3. Caractéristique structurales :

Ossature : En se référant au RPA 99 version 2003 qui exige que pour toutes structures dépassant une hauteur de 17m en zone II, le type de contreventement sera mixte (voiles-portiques), avec justification de l'interaction (les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage), ce qui est le cas dans notre projet.

I. 3.4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés dans la construction de notre projet seront conformes aux règles techniques de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).

➤ **Le béton**

Le béton est un mélange de matériaux inertes (granulats) avec un liant hydraulique (ciment) dosé à 350 Kg/m³, de l'eau et éventuellement des adjuvants.

• **Composition du Béton :**

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau ainsi que le cas échéant les adjuvants et ajouts.

• **Résistance caractéristique à la compression :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

Lorsque $j \leq 28$ jours, la résistance du béton non traitée thermiquement suit approximativement les lois suivantes : **CBA93 (Art, A.2.1.1.1).**

✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$

✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$

- Lorsque l'âge dépasse 28 jours, on peut admettre une valeur au plus égale à $1.1 \times f_{c28}$, à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement et que sa résistance f_{c28} atteigne au plus 40 MPa.
- Lorsque : $j \geq 60 \rightarrow$ On utilise la relation :
$$\begin{cases} f_{cj} = 1,1 \times f_{c28} \\ f_{c28} = 25MPa \end{cases}$$
- **Résistance caractéristique du béton à la traction :**

La résistance du béton à la traction à l'âge de j jours f_{ij} est définie conventionnellement par la formule suivante :

$$f_{ij} = 0.6 + 0.06 \times f_{cj} \quad \text{Pour } f_{cj} \leq 60MPa \quad \text{CBA93 (Article A.1.2.1.2).}$$

Pour notre projet $f_{c28} = 25MPa$. $f_{t28} = 2.1MPa$

- **Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$**

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

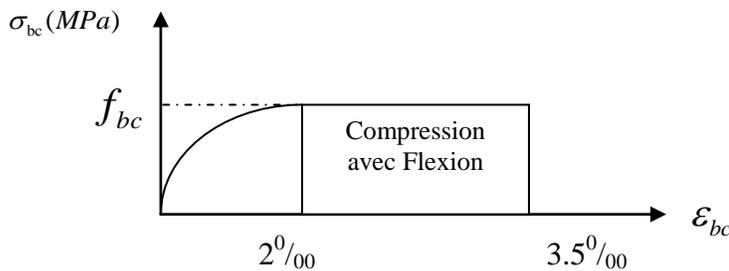


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.

- En compression pure : les déformations relatives étant limitées à 2‰ (partie parabolique du graphe).
- En compression avec flexion: le diagramme de calcul est dit parabole rectangle. ($2\text{‰} < \varepsilon_{bc} < 3.5\text{‰}$)

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.4.1).}$$

Avec : 0.85 : coefficient qui tient compte de l'altération en surface du béton et la diminution de la résistance sous charge de longue durée.

- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton tel que :
 - ✓ $\gamma_b = 1.15$ → situation accidentelle.
 - ✓ $\gamma_b = 1.5$ → situation courante (durable).
- $\theta = 1$ → pour une durée probable d'application de la combinaison d'action supérieure à 24h.
- $\theta = 0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta = 0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

- **Les contraintes limites ultimes du béton:**

a) Etat limite ultime (ELU) :

1) La contrainte limite de compression à l'ELU :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b} \quad \text{BAEL 91 (Article A.4.3).}$$

2) La contrainte de cisaillement:

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

➤ Cas de fissuration peu nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{MPa} \right) \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{MPa}$. → $\tau_u = 3.34 \text{MPa}$

➤ Cas de fissuration nuisible ou très nuisible : $\tau_u = \min \left[\left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 4 \text{MPa} \right) \right]$

Pour $f_{e28} = 25 \text{MPa}$. → $\tau_u = 2.5 \text{MPa}$.

b) Etat limite de service :(ELS)

La contrainte limite en service à ne pas dépasser en compression est :

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.5.2).}$$

Pour $f_{e28} = 25 \text{MPa}$ → $\sigma_{bc} = 15 \text{MPa}$.

- **Autres caractéristiques :**

- ♣ **Module de déformation longitudinale du béton :**

- **A court terme :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet que le module de déformation longitudinale instantané du béton est égal :

$$E_{ij} = 11000(f_{c28})^{1/3} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

$$\text{Pour } f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

- **A long terme :**

Les déformations différées comprennent le retrait et le fluage, on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation.

Cette règle revient à considérer un module de déformation différé (E_{vj}) qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée de fluage).

Il est donné par la formule suivante :

$$E_{vj} = \frac{1}{3} E_{ij} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.2).}$$

$$\text{Pour } f_{e28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vj} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

- ♣ **Coefficient de poisson :**

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

$\nu = 0 \rightarrow$ pour le calcul des sollicitations à l'ELU

$\nu = 0.2 \rightarrow$ pour le calcul des déformations à l'ELS.

- ♣ **Module de déformation transversale du béton :**

Il est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)} \quad \text{Avec } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow G = 0.5 \times E_{ij} \\ \nu = 0.2 \rightarrow G = 0.42 \times E_{ij} \end{cases}$$

➤ **L'acier**

Les aciers utilisés pour le béton armé sont nécessaires généralement pour reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression pour limiter les fissurations.

Les aciers utilisés sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau I-1 : Les types d'acier utilisé et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)	E(MPa)
Rond lisse	Armature transversales	feE 235	Ø6 et Ø8	215	2,1*10 ⁵
Barre à haute adhérence	Armature longitudinales	feE400	Ø ≥ 10	400	2,1*10 ⁵
Treillis soudé	Table de compression	TLE520	0 ≤ Ø ≤ 6	520	2,1*10 ⁵

- **Contraintes de calcul aux états limites :**

a) Etat limite ultime (ELU):

$$\begin{cases} \sigma_s = f_e / \gamma_s \text{ pour } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s \text{ pour } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases} \rightarrow \text{Avec} \quad \varepsilon_s = f_e / \gamma_s \times E_s$$

$$\text{Telque : } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 \text{ pour situation durable.} \\ \gamma_s = 1 \text{ pour situation accidentelle} \\ \varepsilon_s : \text{Allongement relatif} \\ E_s = 2.10^5 \text{ MPaModule d'élasticité longitudinal de l'acier.} \end{cases}$$

Pour notre cas :

$$\begin{cases} \sigma_s = 348 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation durable.} \\ \sigma_s = 400 \text{ MPa} \rightarrow \text{Situation accidentelle.} \end{cases}$$

b) Etat limite de service (ELS): Selon le BAEL91 :

La limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire, donc la valeur de (σ_s) est donnée en fonction de type de la fissuration.

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries.

$$\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{ij})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A.4.5.3.3).}$$

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

$$\sigma_s \leq \min \left[0.5 \times f_e; 90 \times (\eta \times f_{\eta})^{1/2} \right] \quad \text{CBA93 (A4.5.3.4).}$$

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA .

I.4. Actions et sollicitations :

I. 4.1. Les actions : CBA 93 (art A.3.1.1)

Les actions sont des forces et des couples dues aux charges appliquées (permanentes, d'exploitations, climatiques, etc....) aux déformations imposées à une construction (variation de température, tassement d'appuis, etc. ...), on distingue trois types d'action :

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

I. 4.1.1. Les Actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont l'intensité est constante ou peu variable dans le temps.

Elles comportent :

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

I. 4.1.2. Les Actions variables (Q) :

Ce sont celles dont l'intensité varie fréquemment de façon importante dans le tempselles correspondent aux :

- Surcharge d'exploitation.
- Action de la température, du retrait...etc.
- Charges appliquées aux cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).

I. 4.1.3. Les Actions accidentelles (E)

Elles se produisent rarement et leurs durées sont très courtes, (Séismes, incendies, chocs, avalanches,.....etc.

I.4.2. Les sollicitations

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

I.4.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

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

- Situation durable :
 - ELU : $1.35G+1.5Q$
 - ELS : $G+Q$
- Situation accidentelle :
 - $G+Q\pm E$.
 - $G+Q\pm 1.2 \times E$.

I.5. Règlements et normes utilisés

L'étude du projet élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises En vigueur actuellement en Algérie à savoir :

- Le CBA 93(Règle de conception et de calcul des structures en béton armé).
- Le RPA 99 version 2003 (Règlement Parasismique Algérien).
- Le BAEL 91(Béton Armé aux Etats Limites).
- DTR-BC 2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- DTR-BC 2.331 (Règle De calculs Des Fondations superficielles).

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments

Les éléments porteurs doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous avons respecté les recommandations du : RPA 99 version 2003, BAEL 91 et CBA 93.

II.1 : pré dimensionnement des éléments :

On commence par la disposition des poutrelles pour repérer les poutres principales et secondaires.

❖ Disposition des poutrelles

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

- **Critère de la petite portée:** Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- **Critère de continuité:** Si les deux sens ont les mêmes dimensions, alors les poutrelles sont disposées parallèlement au sens du plus grand nombre d'appuis.

La disposition des poutrelles et repérage des poutres et des poteaux sont représenté dans les figures suivantes :

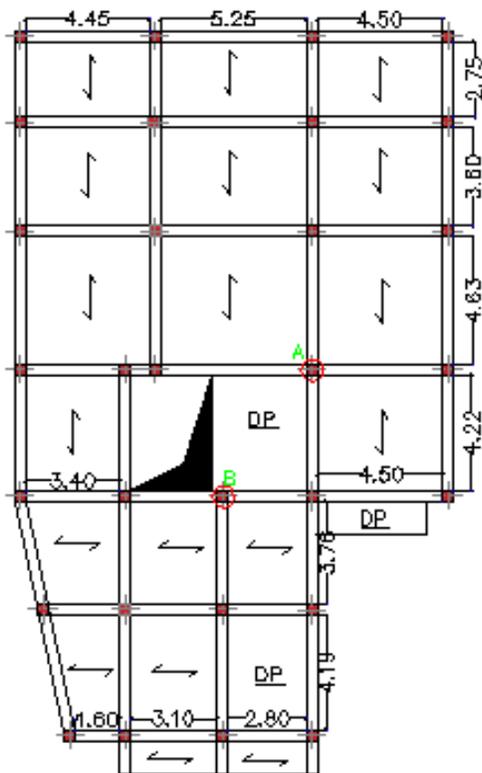


Figure II.1 : la disposition dalle de RDC

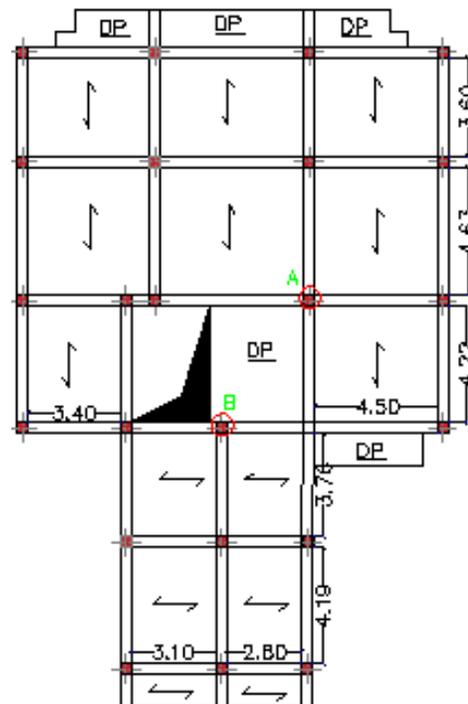


Figure II.2 : la disposition dalle de 1^{er} et 5^{eme} étage

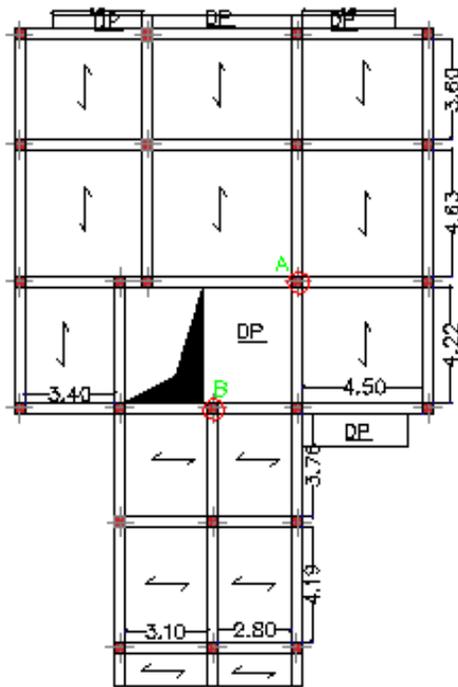


Figure II.3 : la disposition dalle de 6^{eme} étage

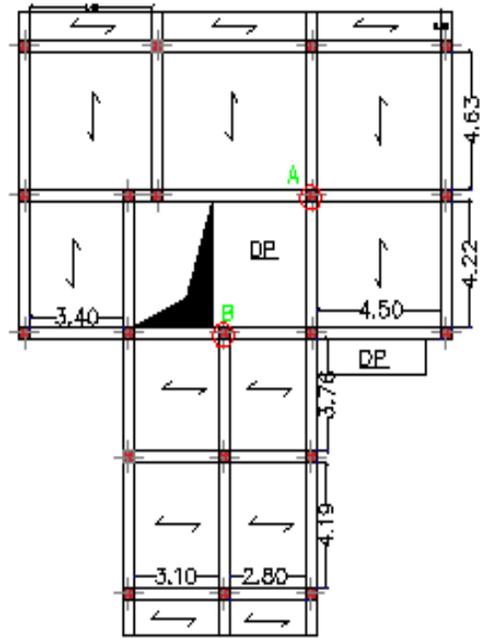


Figure II.4 : la disposition dalle de 7^{eme} étage

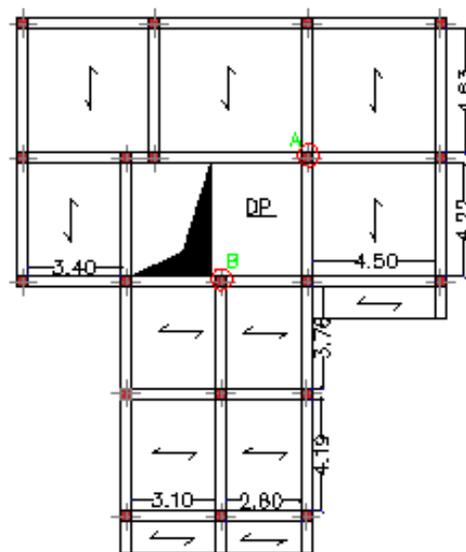


Figure II.5 : la disposition dalle de 8^{eme} étage

II.1.1. Les poutres

- **Condition de flèche**

La hauteur des poutres est donnée par l'expression suivante :

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{max}}{10} \text{ Selon le BAEL91}$$

Avec L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens considéré.

- **Les conditions du RPA 99**

Les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h / b \leq 4.00 \end{array} \right.$$

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre.

II.1.1.1. Les poutres principales

On a $L_{max} = 565 - 40 = 525 \text{ cm}$.

$$\text{Donc, } \frac{525}{15} \leq h_p \leq \frac{525}{10} \Rightarrow 35 \text{ cm} \leq h_p \leq 52.5 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_p = 45 \text{ cm} \\ b_p = 30 \text{ cm} \end{cases}$ (b_p, h_p) : dimensions de la poutre principale.

- **Vérification des conditions du RPA :**

- $b_p = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- $h_p = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- $\frac{h_p}{b_p} = 1.5 < 4$, vérifiée.

II.1.1.2. Poutres secondaires

On a $L_{max} = 503 - 40 = 463 \text{ cm}$.

$$\text{Donc, } \frac{463}{15} \leq h_s \leq \frac{463}{10} \Rightarrow 30.86 \text{ cm} \leq h_s \leq 46.3 \text{ cm}$$

Alors, on prend $\begin{cases} h_s = 40 \text{ cm} \\ b_s = 30 \text{ cm} \end{cases}$, (b_s, h_s) : dimensions de la poutre secondaire.

- **Vérification des conditions du RPA :**

- $b_s = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$, vérifiée.
- $h_s = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$, vérifiée.
- $\frac{h_s}{b_s} = 1.33 < 4$, vérifiée.

II.1.2.Planchers

II.1.2.1.Plancher à corps creux

Le plancher est un élément qui joue un rôle porteur supportant les charges et surcharges et un rôle d'isolation thermique et acoustique et séparateur entre deux étages.

Il est composé de corps creux et de poutrelles et de dalle de compression. Selon les règles du **CBA93** la hauteur h_t d'un plancher à corps creux doit satisfaire la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22,5}$$

Avec : h_t : Hauteur total du plancher.

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

$$L_{max} = 4.63\text{m} \Rightarrow h_t \geq \frac{463}{22.5}$$

Donc $h_t \geq 20.57\text{cm}$

Alors : on opte pour un plancher [20 + 4],

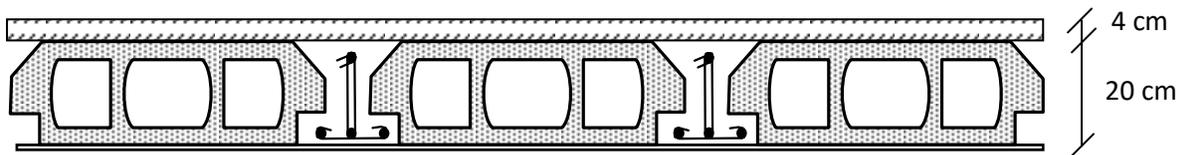
$$\begin{cases} h_{\text{corps creux}} = 20 \text{ cm} \\ h_{\text{dalle de compression}} = 4 \text{ cm} \\ h_{\text{total}} = 24 \text{ cm} \end{cases}$$


Figure II.6 : plancher à corps creux (20+4)

✓ Pré dimensionnement des poutrelles

Les poutrelles sont des éléments du plancher reposant sur les poutres pour transmettre les charges et surcharges à ces dernières.

La longueur de la table de compression(b) est donnée par la formule suivante :

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq \text{Min} \left[\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10} \right]$$

h_t : Hauteur du plancher

b : Largeur de la table de compression.

L_x : Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : La distance maximale entre nus d'appuis des poutres Secondaires.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{l_x}{2}; \frac{l_y}{10} \right)$$

$$h_t = 24 \text{ cm}$$

$$b_0 = (9.6 \text{ à } 14.4) \Rightarrow \mathbf{b_0 = 12 \text{ cm}}$$

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 4.63 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min (26.5; 46.3) \text{ cm} \Rightarrow b_1 \leq 26.5 \text{ cm}$$

$$\frac{(b - b_0)}{2} \leq 26.5 \Rightarrow \mathbf{b = 65 \text{ cm}}$$

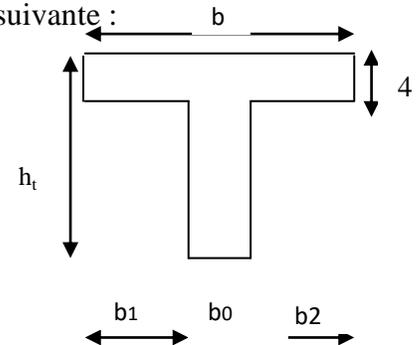


Figure II.7 : Schéma d'une poutrelle

II.1.2.2. Dalle pleine

Une dalle pleine est un élément plan horizontal en béton armé à contour divers (plusieurs formes géométriques peuvent-être adaptées) dont les appuis peuvent être continus (poutres, voiles) ou ponctuels (poteaux).

Leurs dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

a. Résistance au feu

$e = 7 \text{ cm}$ pour une heure de coupe-feu.

$e = 11 \text{ cm}$ pour deux heures de coupe-feu.

$e = 17.5 \text{ cm}$ pour quatre heures de coupe-feu.

b. Isolation phonique

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

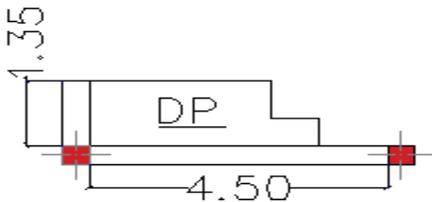
c. Résistance à la flexion

Les conditions que doivent vérifier les dalles pleines selon le nombre des appuis sont les suivantes :

- Dalle reposant sur un ou deux appuis : $e \geq \frac{L_x}{20}$
- Dalle reposant sur trois appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$
- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ si $\rho \geq 0.4$
- Dalle reposant sur quatre appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ si $\rho < 0.4$

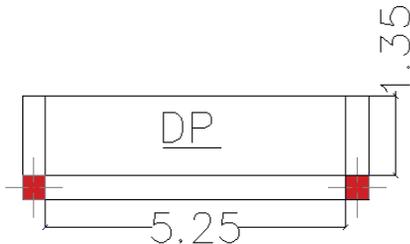
L_x : le plus petite côté du panneau de la dalle

➤ Dalle reposant sur deux appuis :



$$e \geq \frac{L_x}{20} = \frac{135}{20} = 6.75 \text{ cm}$$

➤ Dalle reposant sur trois appuis :



$$L_x = 135 \text{ cm} \quad L_y = 525 \text{ cm}$$

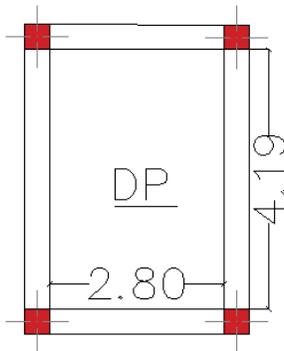
$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow \frac{135}{45} \leq e \leq \frac{135}{40}$$

$$\Rightarrow 3 \text{ cm} \leq e \leq 3.375 \text{ cm}$$

Toutes les dalles des balcons ont des dimensions modérées et c'est pour cette raison que la condition de coupe-feu est la plus défavorable.

On prend : **e = 14 cm.**

➤ **Dalle reposant sur quatre appuis** : la dalle de la chambre du poste transfo



$$L_x = 275 \text{ cm} \quad L_y = 419 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{275}{420} = 0.65 > 0.4$$

$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} \Rightarrow 6.11 \text{ cm} \leq e \leq 6.87 \text{ cm}$$

Donc c'est la condition de coupe feu qui est la plus

défavorable (e = 17.5 cm).

On prend : **e = 18 cm**

II.1.2.3. Evaluation des charges et surcharges des planchers

Dans le but d'effectuer la descente de charge et pour retrouver le poteau le plus sollicité ; nous évaluons les différentes charges et surcharges revenant aux différents planchers.

Tableau II-1: Evaluation des charges et surcharges des plancher

Désignation	Densité (kN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)				
			Terrasse inaccessible	Terrasse accessible	Etage courant	Etage commercial	Balcon
Protection en gravier	20	5	1	/	/	/	/
Multicouche d'étanchéité	/	2	0.12	0.12	/	/	/
Isolation thermique	4	4	0.16	0.16	/	/	/
Forme de pente	22	5	1.1	1.1	/	/	/
Dalle de sol	20	1	/	/	0.2	0.2	0.2
Mortier de pose	20	2	/	0.4	0.4	0.4	0.4
Plancher corps creux	/	24	3.3	3.3	3.3	3.3	/
Dalle pleine	25	14	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
		18					
Enduit en mortier	18	1.5	0.27	/	/	/	0.27
Enduit en plâtre	10	2	/	0.2	0.2	0.2	/
Lit de sable	18	2	/	/	0.36	0.36	0.36
Cloison simple	/	10	/	/	0.9	0.9	/
ΣG avec corps creux			5.95	5.28	5.36	5.36	/
ΣG avec dalle pleine			6.15	5.48	5.56	5.56	4.73
Q			1	1.5	1.5	5	3.5

II.1.3. Escaliers

Ce sont des éléments en béton armé conçus sur place, ils servent à lier les différents niveaux.

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par :

$$59 \leq g + 2 \times h \leq 66 \dots\dots\dots (1).$$

La limite inférieure (59) correspond à des escaliers courants d'appartement et la limite Supérieure (66) correspond à des locaux publics.

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

H : la hauteur de la volée

L_0 : la longueur projetée de la volée

$$H = n \times h \Rightarrow h = H/n$$

$$L_0 = (n-1) \times g \Rightarrow g = L_0/n-1$$

$$\text{Si } g + 2 \times h = 64 \text{ cm} \dots \dots \dots (2).$$

On remplace dans (2) :

$$L_0/n - 1 + 2 \times (H/n) = 64$$

n est la solution de l'équation : $64 n^2 - (64 + 2H + L_0)n + 2 H$

Dans notre projet on a un seul type d'escalier (Escalier à trois volées)

- Escalier étage courant (habitation) :

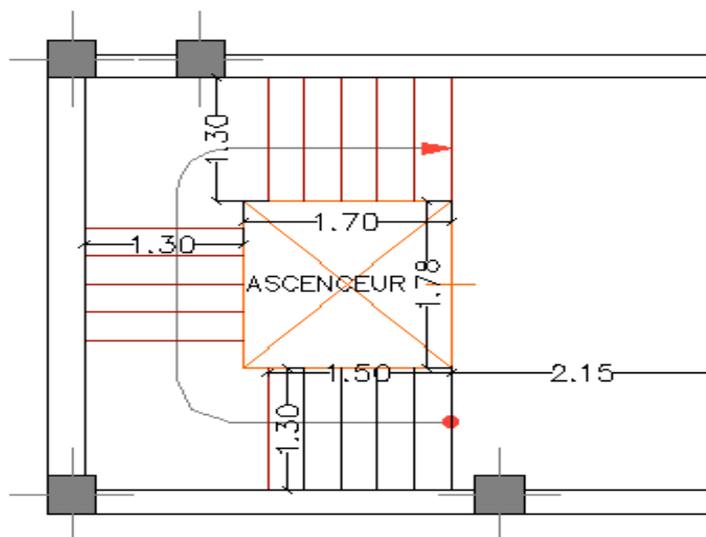


Figure II.8: schéma de l'escalier

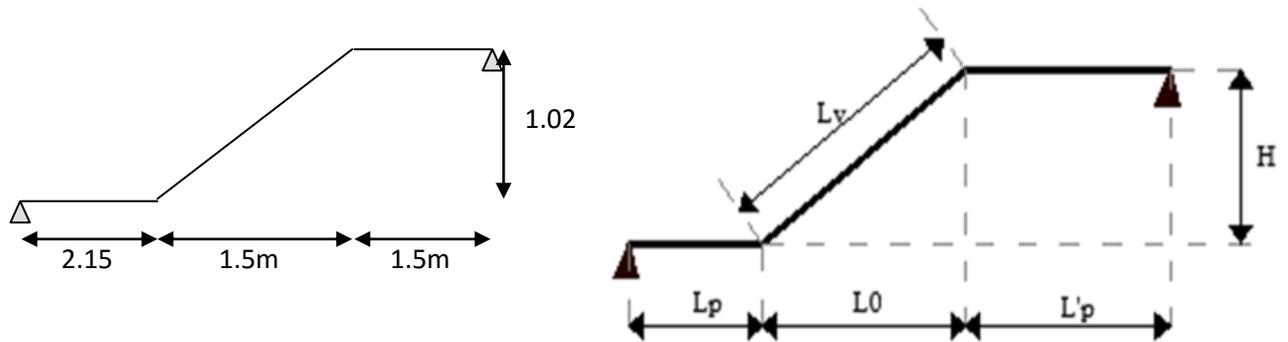
Première et troisième volée :

Figure II.9: Schéma statique de la 1^{ère} et 3^{ème} volées

Avec :

L_v : longueur de la volée

L_p : longueur du palier du départ.

L'_p : longueur du palier d'arrivée.

- Epaisseur de la paille :

La longueur développée est : $L = L_v + L_p + L'_p$.

$$L/30 \leq e \leq L/20$$

$$L_v = (L_0^2 + H^2)^{1/2} = (1.5^2 + 1.02^2)^{1/2} = 1.81\text{m}$$

$$L = 1.81 + 2.15 + 1.5 = 5.46\text{m}$$

$$546/30 \leq e \leq 546/20 \Rightarrow 18.2 \text{ cm} \leq e \leq 27.3 \text{ cm}$$

Donc : **e=18cm**

- Calcul du nombre de marche et de contre marche :

$$H = 4.93 - 3.91 = 1.02\text{m}$$

$$L_0 = 1.5\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.02 + 1.5) n + 2 \times 1.02 = 0$$

$$\Rightarrow n = 6$$

Donc : nombre de contre marche ($n = 6$)

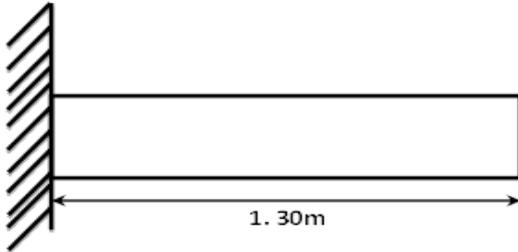
Nombre de marche ($n-1$) = 5

$$g = L_0/n-1 = 150/5 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 102/6 = 17\text{cm}$$

- **Deuxième volée :**

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



- **Epaisseur de la pailasse :**

$$e \geq \frac{Lx}{20} = \frac{130}{20} = 6.5\text{cm}$$

$$e \geq 11\text{cm} \quad \text{pour deux heures de coupe-feu.}$$

On prend **e = 12 cm**

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

$$H = 4.93 - 3.91 = 1.02\text{m}$$

$$L_0 = 1.5\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.02 + 1.2) n + 2 \times 1.02 = 0$$

$$\Rightarrow n = 6$$

Donc : nombre de contre marche (n = 6)

Nombre de marche (n-1) = 5

$$g = L_0/n-1 = 150/5 = 30\text{cm}$$

$$h = H/n = 102/6 = 17\text{cm}$$

Tableau II.2. Les dimensions de la cage d'escalier du bâtiment

Cages d'escaliers	volées	L _p (m)	L ₀ (m)	L' _p (m)	L _v (m)	H (m)	L (m)	α (°)	n	h (cm)	g (cm)	e (cm)
étages courants	1	2.15	1.50	1.50	1.81	1.02	5.46	34.21	6	17	30	18
	2	1.50	1.50	1.50	1.81	1.02	4,81	34.21	6	17	30	12
	3	1.50	1.50	2.15	1.81	1.02	5,46	34.21	6	17	30	18
RDC	1	1.75	3.00	1.50	3.53	1.87	5.03	31.93	11	17	30	18
	2	1.50	1.80	1.50	2.15	1.19	5.15	33.46	7	17	30	12
	3	1.50	1.50	1.50	1.81	1.02	4.81	34.21	6	17	30	18

II.1.3.2. Poids de la paillasse

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} \quad \alpha = \operatorname{tg}^{-1} \left(\frac{H}{L_0} \right)$$

II.1.3.3. Evaluation des charges et surcharge de l'escalier

Tableau II.3. : Evaluation des charges et surcharge de la volée 1 des étages courants et 3 volée des étages courants+RDC

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Dalle de sol : horizontal	20	1	0.2
Dalle de sol : vertical	20	e*h/g=0.56	0.11
Mortier de pose h	20	1	0.2
Mortier de pose v	20	0.56	0.11
Marche	22	h/2=8.5	1.87
Paillasse	25	e/cosα=21.76	5.44
Enduit de ciment	18	1.5	0.27
			G_v=8.2KN/m²
			Q_v=2.5 KN/m²

Tableau II.4 : Evaluation des charges et surcharge de la volée 1 de RDC

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Dalle de sol : horizontal	20	1	0.2
Dalle de sol : vertical	20	$e \cdot h/g=0.56$	0.11
Mortier de pose h	20	1	0.2
Mortier de pose v	20	0.56	0.11
Marche	22	$h/2=8.5$	1.87
Paillasse	25	$e/\cos\alpha=21.20$	5.3
Enduit de ciment	18	1.5	0.27
			$G_v=8.06\text{KN/m}^2$
			$Q_v=2.5\text{ KN/m}^2$

Tableau II.5 : Evaluation des charges et surcharge de la volée 2 des étages courants

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Dalle de sol : horizontal	20	1	0.2
Dalle de sol : vertical	20	$e \cdot h/g=0.56$	0.11
Mortier de pose h	20	1	0.2
Mortier de pose v	20	0.56	0.11
Marche	22	$h/2=8.5$	1.87
Paillasse	25	$e/\cos\alpha=14.51$	3.62
Enduit de ciment	18	1.5	0.27
			$G_v=6.38\text{KN/m}^2$
			$Q_v=2.5\text{ KN/m}^2$

Tableau II.6 : Evaluation des charges et surcharge de la volée 2 de RDC

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Dalle de sol : horizontal	20	1	0.2
Dalle de sol : vertical	20	$e \cdot h/g=0.56$	0.11
Mortier de pose h	20	1	0.2
Mortier de pose v	20	0.56	0.11
Marche	22	$h/2=8.5$	1.87
Pailleasse	25	$e/\cos\alpha=14.38$	3.6
Enduit de ciment	18	1.5	0.27
			$G_v=6.36\text{KN/m}^2$
			$Q_v=2.5 \text{ KN/m}^2$

Tableau II.7 : Evaluation des charges et surcharge du palier

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Dalle de sol	20	1	0.2
Mortier de pose	20	1	0.2
Palier	25	18	4.5
Lit de sable	18	2	0.36
Enduit en plâtre	10	2	0.2
			$G_p=5.46\text{KN/m}^2$
			$Q_p=2.5 \text{ KN/m}^2$

II.1.4.Acrotère

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse. Cet élément est réalisé en béton armé.

Dans notre structure on a un seul type d'acrotère

Pour la terrasse inaccessible (R+8).

On prend $H=60\text{cm}$

$S=0.075\text{ m}^2$ $G=1.875\text{kn/ml}$

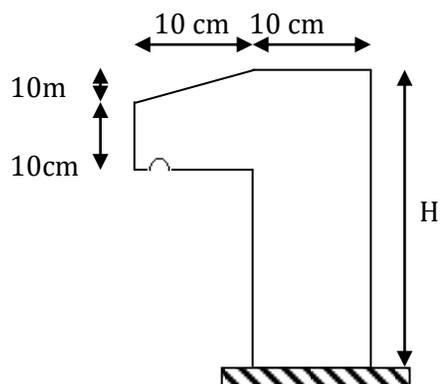


Figure II.10: Schéma de l'acrotère

Tableau II.8 : Evaluation des charges et surcharge de l'acrotère

Désignation	Surface (m ²)	e (cm)	Poids (KN/ml)
Acrotère	0.075	15	1.875
Enduit en ciment intérieur	/	2	0.36
Enduit en ciment extérieur	/	2	0.40
			G=2.635KN/ml
			Q=1 KN/ml

Tableau II.9 : Evaluation des charges des murs extérieurs

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Brique creuses	/	10	0.9
Lame d'air	/	5	/
Brique creuses	/	15	1.30
Enduit en ciment	18	1.5	0.27
Enduit en plâtre	10	2	0.2
			G=2.67KN/m²

II.1.5. Les voiles

L'épaisseur des voiles doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage (h_e), et des conditions de rigidité aux extrémités.

Les dimensions du voile doivent satisfaire les conditions du **RPA99** suivantes :

- $e \geq 15$ cm..... (1).
- $e \geq h_e / 20$ (2).
- $L \geq 4 e$ (3).

On distingue des hauteurs libres des différents niveaux, selon (2) on aura :

Tableau II.10 : la hauteur et l'épaisseur des voiles.

Nature d'étage	h_e (m)	$e \geq h_e / 20$ (cm)
RDC	$3.91 - 0.45 = 3.46$	$e \geq 17.3$
1 ^{ère} au 8 ^{ème} étage	$3.06 - 0.45 = 2.61$	$e \geq 13.05$

Après l'analyse des résultats précédents nous proposons:

e=18 cm Pour RDC

e=15 cm Pour les étages courants

Tableau II.11 : Evaluation des charges des voiles

Désignation	ρ (KN/m ³)	e (cm)	Poids (KN/m ²)
Murs en béton arme	25	15	3.75
		18	4.5
Enduit en plâtre	10	2	0.2
Enduit en ciment	18	1.5	0.27
			G_{ETAGE}=4.22KN/m²
			G_{RDC}=4.97KN/m²

II.1.6. Les poteaux

Les poteaux sont des éléments du système plancher poutre, ils supportent les charges verticales ils participent à la stabilité transversale et servent aux chaînages verticale. Le pré dimensionnement des poteaux se fait selon les critères suivant :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles de RPA99.

❖ Le critère de résistance :

Les poteaux sont sollicités en compression simple par un effort N_u .

$$\text{On doit vérifier que : } \sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq f_{bu}$$

Avec :

N_U : Effort normal pondéré dû aux charges et surcharges.

B : Section transversale du poteau tel que : $B = b \cdot h$.

f_{bu} : Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

$$N_U = (1.35G + 1.5Q)$$

Avec :

G : La charge permanente.

Q : La charge d'exploitation, calculée après application de la loi de dégression de charge.

❖ Critère de stabilité de forme :

Pour vérifier le flambement des poteaux, on doit vérifier l'inégalité suivante :

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \frac{N_u'}{\alpha \times \left(\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B_r \times \gamma_s} \right)}$$

Avec :

$N_u' = 1.1 \times N_u$ L'effort de compression ultime doit être majoré de 10%.

B_r : Section réduite du poteau : $B_r = (b - 0.02) \cdot (h - 0.02)$ (m²).

A_s / B_r : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; $A_s / B_r = 1\%$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ

λ : L'élanement définie par ; $\lambda = L_f / i$.

Avec :

L_f : longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 * l_0$ où l_0 : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

I : moment d'inertie de la section du poteau.

B : section transversale du poteau, tel que : $B = b * h$

- Si : $0 < \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$
- Si : $50 < \lambda \leq 70 \Rightarrow \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2$

❖ Règles du RPA99 :

Les dimensions de la section du poteau doivent satisfaire aux conditions suivantes en zone Π_a :

$$\min(b, h) \geq 25\text{cm}$$

$$\min(b, h) \geq h_e / 20.$$

h_e : La hauteur d'étage

II.2.Descente des charges:

La descente des charges va être effectuée pour les poteaux A et B.

Pour le pré dimensionnement des poteaux, on fixe les sections suivantes :

Tableau II.12 : Sections préalables des poteaux

Etages	RDC+1Etage	2+3+4 ^{eme} Etages	5+6+7 ^{eme} Etages	8 ^{eme} Etages
Section (b*h)cm²	50*50	45*45	40*40	35*35

II.2.1.Poteau A

II.2.1.1.Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge

Tableau II.13 : Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge pour le poteau A

	Type de planchers	Surfaces et volumes
Terrasse inaccessible		$S_{cc} = 16,04\text{m}^2$ $S_{DP} = 5,53\text{m}^2$ $V_{\text{poutre}} = 1,189\text{m}^3$
Etage RDC 1.2.3.4.5.6.7.8		$S_{cc} = 16,04\text{m}^2$ $S_{DP} = 5,53\text{m}^2$ $V_{\text{poutre}} = 1,189\text{m}^3$

- **Les charges et les surcharges :**

- ✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$G = (16,04 * 5,95 + 5,53 * 6,15) = 129,44 \text{ KN}$$

$$Q = (16,04 + 5,53) * 1 = 21,57 \text{ KN}$$

- ✓ Plancher étage courant et commercial :

$$G_{E.COURANT}=(5,36*16,04+5,56*5,53)=116,72 \text{ KN}$$

$$G_{RDC}=5,36*16,04+6,56*5,53=122,25 \text{ KN}$$

$$Q_{E.COURANT}=1,5*(16,04+5,53)=32,35 \text{ KN}$$

$$Q_{ETAGE \text{ COMMERCE}}=(16,04+5,53)*5=107,85 \text{ KN}$$

- **Poids propre des poutres :**

$$G_{POUTRE}=25*1,189=29,72 \text{ KN}$$

- **Poids des poteaux :**

$$50*50\text{cm}^2 \longrightarrow G_{RDC}=24,43 \text{ KN}$$

$$50*50\text{cm}^2 \longrightarrow G_{E.C}=19,125 \text{ KN}$$

$$45*45\text{cm}^2 \longrightarrow G_{E.C}=15,49 \text{ KN}$$

$$40*40\text{cm}^2 \longrightarrow G_{E.C}=12,24 \text{ KN}$$

$$35*35\text{cm}^2 \longrightarrow G_{E.C}=9,37 \text{ KN}$$

II.2.1.2.La lois de dégression

Etant donné que nous avons plus de 5 niveaux ; nous appliquons la loi de dégression des charges.

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

Commercial et bureau les charges vont se sommer avec leurs Valeurs réelles (sans coefficients).

Dans notre cas les surcharges d'exploitation sont égales pour chacun des neuf niveaux.

$Q_1 = Q_2 = \dots = Q_9 = Q$ (Etages à usage d'habitation).

Q_0 : La surcharge d'exploitation de la terrasse inaccessible.

Q' : La surcharge d'exploitation de l'Etage à usage commercial.

Donc la loi de dégression sera comme suit :

Niveau 0 : Q_0

Niveau 1 : $Q_0 + Q$

Niveau 2 : $Q_0 + Q + 0,9Q$

Niveau 3 : $Q_0 + Q + 0,9Q + 0,8Q$

Niveau 4 : $Q_0 + Q + 0,9Q + 0,8Q + 0,7Q$

Niveau 5 : $Q_0 + Q + 0,9Q + 0,8Q + 0,7Q + 0,6Q$

Niveau 6 : $Q_0 + Q + 0,9Q + 0,8Q + 0,7Q + 0,6Q + 0,5Q$

Niveau 7 : surcharge niveau (6) $+0,5Q$

Niveau 8 : surcharge niveau (7) $+0,5Q$

Niveau 9 : surcharge niveau (8) $+0,5Q$

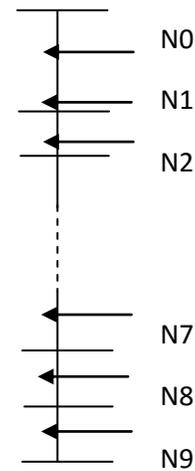


Figure II.11 : Descente de charge

- **La dégression des charges :**

$$Q_0 = 21,57 \text{ KN}$$

$$N_1 = Q_0 + Q_1 = 53,92 \text{ KN}$$

$$N_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2) = 83,035 \text{ KN}$$

$$N_3 = Q_0 + 0,9(Q_1 + Q_2 + Q_3) = 108,91 \text{ KN}$$

$$N_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4) = 131,56$$

$$N_5 = Q_0 + 0,8(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5) = 150,97 \text{ KN}$$

$$N_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6) = 167,145 \text{ KN}$$

$$N_7 = Q_0 + 0,7(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7) = 180,085 \text{ KN}$$

$$N_8 = Q_0 + 0,65(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6 + Q_7 + Q_8) = 238,865 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II.14 : Descente de charge pour le poteau A

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Terrasse inaccessible	129,44	
	Poutres	29,72	
	Total	159,16	21,57
N1	Venant de N0	159,16	
	Plancher corps creux	116,72	
	Poutres	29,72	
	Poteaux	9,37	
	Total	314,97	53,92
N2	Venant de N1	314,97	
	Plancher corps creux	116,72	
	Poutres	29,72	
	Poteaux	12,24	
	Total	473,55	83,03
N3	Venant de N2	473,55	
	Plancher corps creux	116,72	
	Poutres	29,72	
	Poteaux	12,24	
	Total	632,23	108,91
N4	Venant de N3	632,23	
	Plancher corps creux	116,72	
	Poutres	29,72	
	Poteaux	12,24	
	Total	790,91	131,56
N5	Venant de N4	790,91	
	Plancher corps creux	116,72	
	Poutres	29,72	
	Poteaux	15,49	
	Total	952,84	150,97
N6	Venant de N5	952,84	
	Plancher corps creux	116,72	
	Poutres	29,72	
	Poteaux	15,49	
	Total	1114,77	167,14
N7	Venant de N6	1114,77	
	Plancher corps creux	116,72	
	Poutres	29,72	
	Poteaux	15,49	

	Total	1276,7	180,08
N8	Venant de N7	1276,7	
	Plancher corps creux	116,72	
	Poutres	29,72	
	Poteaux	19,125	
	Total	1442,26	238,86
$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 1.35 * 1442,26 + 1.5 * 238.86 = 2305,341KN$			

II.2.2.Poteau B

II.2.2.1.Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge :

Tableau II.15 :. Calcul des surfaces afférentes et charge et surcharge pour le poteau B

	Type de plancher	Surface et volume
Terrasse inaccessible		<p>SCC=5,49m²</p> <p>SDP=7,015m</p> <p>V poutres=0,605m³</p>
Etage RDC 1.2.3.4.5.6.7.8		<p>SCC= 5,49m²</p> <p>SDP=3,73m²</p> <p>S volée=1 ,78m²</p> <p>V poutre=0,605m³</p>

- **Les charges et les surcharges :**

- ✓ Plancher terrasse inaccessible :

$$G=75,77\text{KN}$$

$$Q=12,5 \text{ KN}$$

- ✓ Plancher étage courant et commercial :

$$G_{E.COURANT}=68,69\text{KN}$$

$$G_{RDC}=72,42 \text{ KN}$$

$$Q_{E.COURANT}=19,48 \text{ KN}$$

$$Q_{RDC}=51,75\text{KN}$$

- ✓ Escalier :

$$G=1,78*8,2 =14,59 \text{ KN}$$

$$Q=1,78*2,5=4,45 \text{ KN}$$

- **Poids propre des poutres :**

$$G_{POUTRE}=15.1 \text{ KN}$$

- **Poids des poteaux :**

$$50*50\text{cm}^2 \longrightarrow G_{RDC}=24,43 \text{ KN}$$

$$50*50\text{cm}^2 \longrightarrow G_{E.C}=19,125 \text{ KN}$$

$$45*45\text{cm}^2 \longrightarrow G_{E.C}=15,49 \text{ KN}$$

$$40*40\text{cm}^2 \longrightarrow G_{E.C}=12,24 \text{ KN}$$

$$35*35\text{cm}^2 \longrightarrow G_{E.C}=9,37 \text{ KN}$$

- **La dégression des charges :**

$$Q_0=12,5 \text{ KN}$$

$$N_1=Q_0+Q_1=31,98 \text{ KN}$$

$$N_2=Q_0+0,95 (Q_1+Q_2)=49,51 \text{ KN}$$

$$N_3=Q_0+0,9 (Q_1+Q_2+Q_3)=65,09 \text{ KN}$$

$$N_4=Q_0+0,85 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)=78,73 \text{ KN}$$

$$N_5=Q_0+0,8 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)=90,42 \text{ KN}$$

$$N_6=Q_0+0,75 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)=100,16 \text{ KN}$$

$$N_7=Q_0+0,7 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7)=107,95 \text{ KN}$$

$$N_8=Q_0+0,65 (Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6+Q_7+Q_8)=134,77 \text{ KN}$$

Les résultats de la descente des charges son représenté dans le tableau suivant :

Tableau II.16 : descente de charge pour le poteau B

Niveau X	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N0	Plancher terrasse inaccessible	75,77	
	Poutres	15,1	
	Total	90,87	12,5
N1	Venant de N0	90,87	
	Plancher étage	68,69	
	Poutres	15,1	
	escalier	14,59	
	Poteaux	9,37	
Total	198,62	31,98	
N2	Venant de N1	198,62	
	Plancher étage	68,69	
	Poutres	15,1	
	escalier	14,59	
	Poteaux	12,24	
Total	305,02	49,51	
N3	Venant de N2	305,02	
	Plancher étage	68,69	
	Poutres	15,1	
	escalier	14,59	
	Poteaux	12,24	
Total	415,64	65,09	
N4	Venant de N3	415,64	
	Plancher étage	68,69	
	Poutres	15,1	
	escalier	14,59	
	Poteaux	12,24	
Total	526,26	78,73	
N5	Venant de N4	526,26	
	Plancher étage	68,69	
	Poutres	15,1	
	escalier	14,59	

	Poteaux Total	15,49 640,13	90,42
N6	Venant de N5	640,13	100,16
	Plancher étage	68,69	
	Poutres escalier	15,1 14,59	
	Poteaux	15,49	
	Total	754	
N7	Venant de N6	754	107,95
	Plancher étage	68,69	
	Poutres escalier	15,1 14,59	
	Poteaux	15,49	
	Total	867,87	
N8	Venant de N7	867,87	134,77
	Plancher corps creux	68,69	
	Plancher terrasse escalier	15,1 14,59	
	Poteaux	19,125	
	Total	985,375	

$$N_u = 1.35G_t + 1.5Q_t = 1532,41 \text{ KN}$$

Remarque : Le poteau le plus sollicité c'est le poteau A.

On n'aura donc Pour le poteau A : $N_u' = 1.1 * 2672 = 2535,87 \text{ KN}$

II.2.2.2. Vérifications

A- Vérification des poteaux à la compression simple :

Les résultats de vérification à la compression simple sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau II.17. Vérification des poteaux à la compression simple.

Etages	Nu'(KN)	Section (m ²)	Condition $\sigma_{adm} > \sigma_{cal}$		Observation
			σ_{adm} (Mpa)	σ_{cal} (Mpa)	
1^{er}	2535,87	0,5×0,5	14,2	10,14	Vérifié
2+3+4^{eme}	1993,66	0,45×0,45	14,2	9,84	
5+6+7^{eme}	1265,06	0,40×0,40	14,2	7,9	
8^{eme}	506,08	0,35×0,35	14,2	4,13	

B- Vérification du critère de stabilité de forme :

On prend le poteau de 1^{er} étage comme exemple de calcul.

$$L_f = 0.7 \times l_0 = 0.7 \times (3.06 - 0.45) = 1.827\text{m} \quad B = 0.5 \times 0.5 = 0.25\text{m}^2 \quad I = 5.21 \times 10^{-3} \text{m}^4$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = 0.144\text{m} \quad \lambda = \frac{1.827}{0.144} = 12.68 < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{12.68}{35} \right)^2} = 1.026$$

$$\text{D'après le BAEL91 on doit vérifier : } B_r \geq \frac{2.9392}{1.026 \times \left(\frac{25}{1.5} + \frac{400}{115} \right)} = 0,12 \text{ m}^2$$

Or nous avons

$$B_r = (50-2) \times (50-2) \times 10^{-4} = 0,2304 \text{ m}^2$$

$0,2304 > 0,12 \Rightarrow$ le poteau ne risque pas de flamber.

Les résultats de vérification au flambement sont résumés dans le tableau suivant

Tableau II.18. Vérification des poteaux au flambement.

Etages	Nu'(KN)	Section (m ²)	Condition $B_r > B_{r_{cal}}$		Observation
			$B_r(\text{m}^2)$	$B_{r_{cal}}(\text{m}^2)$	
1	2535,87	0,5×0,5	0,2304	0,12	vérifié
2+3+4	1993,66	0,45×0,45	0,1845	0,12	
5+6+7	1265,06	0,40×0,40	0,1444	0,07	
8 ^{eme}	506,08	0,35×0,35	0,1089	0,03	

Remarque : La condition est vérifiée pour tous les étages, donc il n'y a pas risque de flambement des poteaux.

II.3.Conclusion

Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau II.19. Dimensions des éléments structuraux

Eléments	Largeur (cm)	Hauteur (cm)
Poutre principales	30	45
Poutre secondaires	30	40
Poteaux RDC, 1 ^{er} Etages	50	50
Poteaux 2+3+4 ^{eme} Etages	45	45
Poteaux 5+6+7 ^{eme} Etages	40	40
Poteaux 8 ^{eme} Etages	35	35
Voiles de contreventement RDC	e = 18 cm	
Voiles de contreventement des étages courant	e = 15 cm	

Chapitre III
Étude des éléments
secondaire

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories : éléments principaux et éléments secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur).

III.1. Calcul des planchers

III.1.1. Plancher à corps creux

Le plancher à corps creux est constitué d'hourdis ainsi qu'une dalle de compression et prend appui sur des poutrelles. Il est généralement utilisé dans les bâtiments courant (à faible surcharge d'exploitation ($Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$), et présente une bonne isolation thermique et phonique.

Selon la disposition adoptée en chapitre (II) les planchers présentent 7 types de poutrelles qui sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.1. Les différents types de poutrelles

Type	Schémas statiques des poutrelles
Type 1	▲ 2.95m ▲ 3.15m ▲ 5.03m ▲ 4.62m ▲
Type 2	▲ 3.60m ▲ 3.60m ▲ 4.60m ▲
Type 3	▲ 2.95m ▲ 3.15m ▲ 4.62m ▲
Type 4	▲ 3.5m ▲ 3.20m ▲
Type 5	▲ 4.62m ▲ 5.03m ▲
Type 6	▲ 2.00m ▲ 3.50m ▲
Type 7	▲ 3.50 ▲

II.1.1.1. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles

A l'ELU : $P_u = (1.35G + 1.5Q) l_x$

A l'ELS : $P_u = (G + Q) l_x$ avec l_x : entre axe des poutrelles ($l_x = 0.65 \text{ cm}$)

Tableau III.2. : Evaluation des charges et surcharges sur poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU	ELS
			pu (KN/m)	ps (KN/m)
terrasse inaccessible	5.95	1	6.19	4.51
Plancher étage courant	5.36	1.5	6.16	4.46
Plancher étage commercial	5.36	5	9.57	6.73

III.1.1.2.Méthode de calcul des sollicitations dans les poutrelles

Pour le calcul des sollicitations sur les poutrelles, il existe deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode Caquot

❖ **Méthode forfaitaire**

• **Condition d'application :**

- Le plancher soit à surcharge modérée c'est-à-dire : $Q \leq \min(2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$,.....(1)
- Le moment d'inertie soit constant sur toutes les travées,.....(2)
- Que l' rapport : $0,8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1,25$,.....(3)
- Une fissuration est peu nuisible,.....(4)

• **Principe de la méthode :**

➤ **Définition des grandeurs :**

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée

M_g et M_d : Respectivement les valeurs absolues des moments sur appuis de gauche et de droite.

M_t : Le moment maximal constaté en travée qui est pris en compte dans le calcul de la travée considérée.

$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Coefficient qui définit le degré de surcharge du plancher.

➤ **Evaluation des moments**

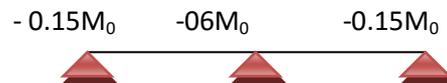
• **Evaluation des moments au niveau des appuis :**

Sur les **Appuis de rive** les moments sont nuls cependant le **BAEL** exige de mettre les aciers de fissuration avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(- 0,15 \times M_0)$.

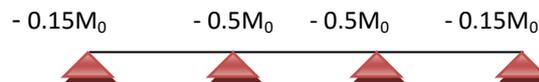
On calcul M_{0i} (moment isostatique) dans toutes les travées

$M_{0i} = p L^2 / 8$; $M_0 = \max (M_{0i}, M_{0i+1})$

- **Poutrelles à Deux travées**



- **À Trois travées**



- **À Plus de deux travées**



Ces moments sont des moments aux appuis intermédiaires :

- $(- 0.5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.

- $(-0,4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.
- $(-0,6 \times M_0)$: dans le cas d'une poutre à deux travées.
- **Evaluation des moments au niveau des travées**

En calcule $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

Le moment en travée doit vérifier les deux conditions suivantes :

$$\begin{cases} 1) M_t + \frac{|Mg| + |Md|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 03\alpha)M_{0i} \\ (1,05M_{0i}) \end{cases} \\ 2) M_t \geq \frac{(1 + 03\alpha)M_{0i}}{2} \end{cases} \quad \text{Travée intermédiaire}$$

$$M_t \geq \frac{(1,2 + 03\alpha)M_{0i}}{2} \quad \text{Travée de rive}$$

➤ **Evaluation des efforts tranchants**

Forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique, sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_{0i} :

- 1) **De 15% si la poutre a deux travées :**

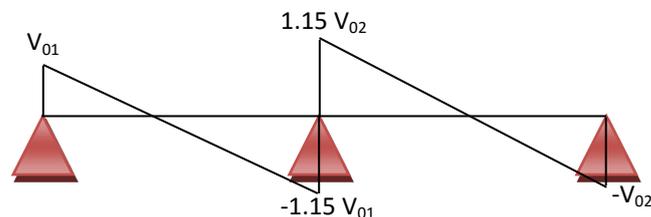


Figure III.1. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées

- 2) **de 10% si une poutre a plus de deux travées :**

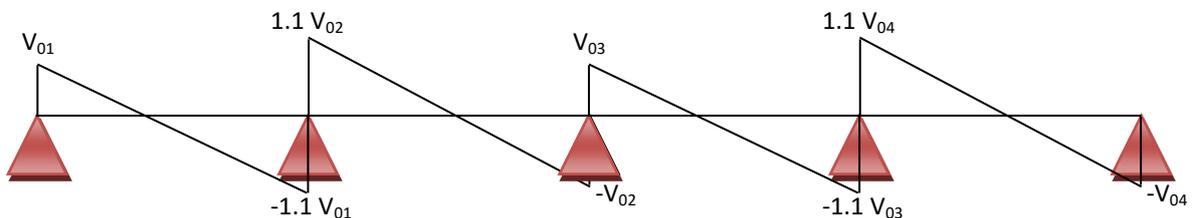


Figure III.2. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées

❖ **Méthode Caquot :**

- **Condition d'application**

Cette méthode s'applique pour les planchers à surcharge élevée $Q \leq (2G ; 5\text{Kn/m}^2)$. Mais peut également s'appliquer pour les planchers à surcharge modérée lorsque l'une des conditions de la méthode forfaitaire (2^{ème}, 3^{ème} ou 4^{ème} condition) n'est pas satisfaite, on applique la méthode

Caquot minoré, c'est-à-dire on minore G avec un coefficient de $2/3$ ($G'=2/3G$) pour le calcul des moments aux appuis seulement.

- **Principe de la méthode :**

Cette méthode est basé sur la méthode des trois moments que Caquot a simplifié et corrigé pour tenir compte de l'amortissement des effets de chargement des travées éloignées sur un appui donné, et de la variation du moment d'inertie des travées successives.

- **Moment aux appuis :**

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

Tel que : $\begin{cases} L_g' \text{ et } L_d' : \text{Longueurs fictives} \\ q_g, q_d : \text{Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement} \end{cases}$

$$L' = \begin{cases} 0,8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

- **Moment en travée :**

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

$$\frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -qX + q \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L} = 0$$

$$\Rightarrow X = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{qL}$$

$$M_{\max} = M(X)$$

- **L'effort tranchant :**

$$V = q \frac{L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

III.1.1.3. calcul des sollicitations dans les poutrelles

Pour illustrer les deux méthodes de calcul on présente deux exemples. On prendra comme exemple de calcul (méthode forfaitaire pour le type 4, et la méthode Caquot pour le type 2).

a) : Etude poutrelles du type 2

- **Plancher étage courants**

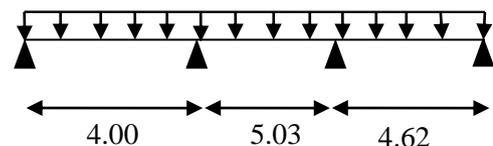


Figure III.3. Schéma d'une Poutre continue

Condition d'application de la méthode forfaitaire :

$$Q \leq (2G ; 5\text{Kn/m}^2). 5 \leq (10.72 ; 5\text{Kn/m}^2).$$

On voit que la (2^{ème}) condition est vérifié

$$(L_i/L_{i+1}=4/5.03=0.79 < 0.8)$$

On voit que la (2^{ème}) condition de la méthode forfaitaire n'est pas satisfaite donc on applique la méthode de Caquot minoré.

$$G' = \frac{2}{3} * (5,36) = 3.57 \text{ KN/m}^2$$

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

- $Q'_u = 1.35G' + 1.5Q = 12.31 \text{ KN/m}^2$
- $q'_s = G + Q = 8.57 \text{ KN/m}^2$ q' (charge sur le plancher)
- $P'_u = q_u * 0.65 = 8.00 \text{ KN/m}$
- $P'_s = q_s * 0.65 = 5.57 \text{ KN/m}$ P' (charge sur les poutrelles)

- **Moments aux appuis :**

- ✓ **Appuis de rives**

$M_A = M_D = 0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif $M = -0.15 M_0$.

$$M_0^U = \frac{4.59 * 4.62^2}{8} = 12,24 \text{ KN.m} \quad M_0 = \frac{q'L^2}{8}, L=4.62\text{m} \quad M_0^S = \frac{3.29 * 4.62^2}{8} = 8,77 \text{ KN.m}$$

ELU: $M_A^U = M_D^U = -0.15 * 12,24 = -1.81 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_D^S = -0.15 * 8,77 = -1.31 \text{ KN.m}$

- ✓ **Appuis intermédiaires:**

$$M_1 = \frac{p'_g \times l'_g{}^3 + p'_d \times l'_d{}^3}{8,5 \times (l'_g + l'_d)} \text{ tq : } (p'_g = p'_d)$$

Appui (B) : $l'_g = 4.00\text{m} \quad l'_d = 4.02\text{m}$

$$\begin{cases} \text{ELU : } M_B^U = -4,59 * \left(\frac{4^3 + 4.02^3}{8.5(4 + 4.02)} \right) = -8,68 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } M_B^S = -3,29 * \left(\frac{4^3 + 4.02^3}{8.5(4 + 4.02)} \right) = -6,22 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui (C) : $l'_g=4.02\text{m}$ $l'_d=4.62\text{m}$

$$l'_d=3.35\text{m} \begin{cases} \text{ELU : } M_C^U = -4,59 * \left(\frac{4.02^3+4.62^3}{8.5(4.02+4.62)} \right) = -10,22\text{KN.m} \\ \text{ELS : } M_B^S = -3,29 * \left(\frac{4.02^3+4.62^3}{8.5(4.02+4.62)} \right) = -7,32 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moments en travées:**

$$q_u=1.35G+1.5Q=9,48\text{KN/m}^2.$$

$$q_s=G+Q=6,86\text{KN/m}^2.$$

$$P_u=q_u*0.65=6,16 \text{ KN/m.}$$

$$P_s=q_s*0.65=4,46\text{KN/m.}$$

$$M_t = M_0(x) + M_g\left(1 - \frac{x}{L}\right) + M_d\left(\frac{x}{L}\right)$$

Travée (AB) :

$$\text{ELU } X = \frac{4}{2} + \left(\frac{-8,68}{6,16*4} \right) = 1,65\text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{6,16*1,65}{2} (4 - 1,65) = 11,94 \text{ KN.m}$$

$$M_{AB}^U = 11,94 + (-8,68) * \left(\frac{1,65}{4} \right) = 8,35\text{KN.m}$$

$$\text{ELS } X = \frac{4}{2} + \left(\frac{-6,22}{4,64*4} \right) = 1,65\text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{4,46 * 1,65}{2} (4 - 1,65) = 8,64\text{KN.m}$$

$$M_{AB}^S = 8,64 + (-6,22) * \left(\frac{1,65}{4} \right) = 6,70\text{KN.m}$$

Travée (BC) :

$$\text{ELU } X = \frac{5.03}{2} - \left(\frac{-8,68 - (-10,22)}{6,16*5.03} \right) = 2,46\text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{6,16*2,46}{2} (5.03 - 2.46) = 19,47\text{KN.m}$$

$$M_{BC}^U = 19,47 + (-8,68) * \left(1 - \frac{2,46}{5,03} \right) + (-10,22) * \left(\frac{2,46}{5,03} \right) = 10,03\text{KN.m}$$

$$\text{ELS } M_0(x) = \frac{4,46*2,46}{2} (5.03 - 2.46) = 14,09\text{KN.m}$$

$$M_{BC}^S = 14,09 + (-6,22) * \left(1 - \frac{2,46}{5,03} \right) + (-7,32) * \left(\frac{2,46}{5,03} \right) = 7,33\text{KN.m}$$

Travée (CD) :

$$\text{ELU } X = \frac{4.62}{2} \left(\frac{-(-10,22)}{4,62*6,16} \right) = 2,66\text{m}$$

$$M_0(x) = \frac{6,16*2,66}{2} (4,62 - 2,66) = 16,05\text{KN.m}$$

$$M_{CD}^U = 16,05 + (-10,22) * \left(1 - \frac{2,66}{4,62} \right) = 11,71\text{KN.m}$$

$$\text{ELS } M_0(x) = \frac{4,46*2,66}{2} (4,62 - 2,66) = 11,62\text{KN.m}$$

$$M_{CD}^S = 11,62 + (-7,32) * \left(1 - \frac{2,66}{4,62} \right) = 8,51\text{KN.m}$$

- **Calcul des efforts tranchants:**

$$V = V_0 - \left(\frac{M_g - M_d}{L} \right)$$

Travée(AB) :

ELU

$$\begin{cases} V_A = \frac{6,16*4}{2} - \left(\frac{8,68}{4} \right) = 10,15\text{ KN} \\ V_B = -\frac{6,16*4}{2} - \left(\frac{-8,68}{4} \right) = -14,49\text{ KN} \end{cases}$$

Travée(BC) :

ELU

$$\begin{cases} V_B = \frac{6,16*5,03}{2} + \left(\frac{8,68 - 10,22}{5,03} \right) = 15,18\text{KN} \\ V_C = -\frac{6,16*5,03}{2} + \left(\frac{10,22 - 8,68}{5,03} \right) = -15,79\text{KN} \end{cases}$$

Travée (CD) :

ELU

$$\begin{cases} V_c = 16,44\text{KN} \\ V_d = -12,01\text{KN} \end{cases}$$

A) : Etude poutrelles du type 3

- **Plancher étage courant**

1. plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$).

$Q = 5\text{KN/m}^2 \leq \min(10,72, 5\text{KN/m}^2)$condition vérifiée.

2. le rapport entre deux travées successives : $0,8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1,25$.

$0,8 < 3,5/3,15 = 1,11 < 1,25$condition vérifiée.

3. le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... condition vérifiée.

4. fissuration peu nuisible (F.P.N).....condition vérifiée.

- **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

$M_A=M_C=0$, mais le BAEL préconise de mettre des aciers de fissuration pour équilibrer un moment fictif. $M=-0.15M_0$ $M_0=\frac{qL^2}{8}$

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{6.16 * 3.5^2}{8} = 9.43 \text{ KN.m} \\ M_0^S = \frac{4.46 * 3.5^2}{8} = 6.82 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU: $M_A^U=M_C^U = -0.15*9.43 = -1.41\text{KN.m}$

ELS: $M_A^S=M_C^S = -0.15*6.82 = -1.02\text{KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires:**

ELU: $M_B^U = -0.6M_0^U = -0.6*9.43 = -5.65\text{KN.m}$

ELS: $M_B^S = -0.6 M_0^S = -0.6*6.82 = -4.09\text{KN.m}$

• **Moments en travées:**

Chaque travées est calculer indépendamment, le moment max en travée est déterminé par les deux conditions :

1) $M_t + \left(\frac{M_g+M_d}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_{0i}$

2) $M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_{0i} \dots \dots \dots$ (travée de rive)

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.21 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.063 \\ (1.2 + 0.3\alpha)/2 = 0.631 \end{cases}$$

Travée(AB) : $M_{t \max}$ est dans la 1^{ère} condition

ELU $M_t^U \geq 1.063 (9.43) - \left(\frac{0+5.65}{2}\right)$ $M_t^U \geq 7.19\text{KN.m}$

ELS $M_t^S \geq 1.063 (6.82) - \left(\frac{0+4.09}{2}\right)$ $M_t^S \geq 5.20\text{KN.m}$

Travée(BC) : $M_{t \max}$ est dans la 1^{ère} condition

ELU $M_t^U \geq 1.063 (7.64) - \left(\frac{0+5.65}{2}\right)$ $M_t^U \geq 5.29\text{KN.m}$

ELS $M_t^S \geq 1.063 (5.53) - \left(\frac{0+4.09}{2}\right)$ $M_t^S \geq 3.83\text{KN.m}$

• **Évaluation de l'effort tranchant**

$$\text{Travée(AB)} \begin{cases} V_A = \frac{qL}{2} = \frac{6.16 * 3.5}{2} = 10.78 \text{ KN} \\ V_B = -1.15 * 10.78 = -12.39 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{Travée(BC)} \begin{cases} V_B = 11.15 \text{ KN} \\ V_C = 9.70 \text{ KN} \end{cases}$$

Tableau II.3. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'ELS pour étage commerce

	Types	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
						Md		Vg	Vd
<i>ELU</i>	1	A-B	3.15	11.39	-3.20	-9.40	7.59	12.06	-18.09
		B-C	4.00	19.10	-9.48	-12.74	8.06	18.32	-19.25
		C-D	5.03	30.21	-12.74	-17.81	15.04	23.06	-25.07
		D-E	4.62	24.76	-17.81	-3.20	17.39	25.96	-18.25
	3	A-B	2.95	10.41	-1.83	-7.32	8.25	14.11	-15.52
		B-C	3.5	14.65	-7.32	-7.32	9.44	18.42	-18.42
		C-D	3.20	12.25	-7.32	-1.83	10.35	16.84	-15.31
	6	A-B	2.00	3.77	-1.83	-8.70	1.40	5.15	-13.89
		B-C	3.5	14.35	-8.70	-1.83	10.62	19.23	-14.26
<i>ELS</i>	1	A-B	3.5	8.01	-2.23	-6.60	5.37	/	/
		B-C	4.00	13.43	-6.60	-8.87	5.74	/	/
		C-D	5.03	21.24	-8.87	-12.40	10.67	/	/
		D-E	4.62	17.41	-12.40	-2.23	12.28	/	/
	3	A-B	2.95	7.32	-1.29	-5.15	5.79	/	/
		B-C	3.5	10.30	-5.15	-5.15	6.63	/	/
		C-D	3.20	8.61	-5.15	-1.29	7.27	/	/
	6	A-B	2.00	2.63	-1.27	-6.05	0.98	/	/
		B-C	3.50	10.09	-6.05	-1.27	7.49	/	/

Tableau III.4. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'EIS pour les Etages courants

	Types	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
ELU	2	A-B	4	11.94	-1.83	-8.68	8.35	10.15	-14.49
		B-C	5.03	19.47	-8.68	-10.22	10.03	15.18	-15.79
		C-D	4.62	16.05	-10.22	-1.83	11.71	16.44	-12.01
	4	A-B	3.5	9.43	-1.41	-5.65	7.19	10.78	-12.39
		B-C	3.15	7.64	-5.65	-1.41	5.25	11.15	-9.70
	5	A-B	5.03	19.48	-2.92	-1168	14.86	15.49	-17.81
		B-C	4.62	14.10	-11.68	-2.92	11.62	16.35	-14.22
7	A-B	3.5	9.43	-1.41	-1.41	9.43	10.78	-10.78	
ELS	2	A-B	4	8.64	-1.31	-6.22	6.07	/	/
		B-C	5.03	14.09	-6.22	-7.32	7.33	/	/
		C-D	4.62	11.62	-7.32	-1.31	8.51	/	/
	4	A-B	3.5	6.82	-1.02	-4.09	5.20	/	/
		B-C	3.15	5.53	-4.09	-1.02	3.83	/	/
	5	A-B	5.03	16.43	-2.11	-8.46	10.75	/	/
		B-C	4.62	11.89	-8.46	-2.11	8.40	/	/
7	A-B	3.5	6.82	-1.02	-1.02	6.82	/	/	

Tableau III.5. Sollicitation dans les différents types de poutrelles à l'ELU et l'EIS pour le plancher terrasse inaccessible

	Types	Travée	L (m)	M ₀ (KN.m)	Ma (KN.m)		Mt (KN.m)	Effort tranchant(KN)	
					Mg	Md		Vg	Vd
ELU	5	A-B	5.03	19.57	-2.93	-11.74	14.48	15.56	-17.89
		B-C	4.62	16.51	-11.74	-2.93	11.30	16.43	-14.29
	4	A-B	3.50	9.47	-1.42	-5.68	7.02	10.83	-12.45
		B-C	3.20	7.92	-5.68	-1.42	5.41	11.38	-9.90
	7	A-B	3.5	/	-1.42	-1.42	9.47	10.83	-10.83
ELS	5	A-B	5.03	14.26	-2.14	-8.55	10.55	/	/
		B-C	4.62	12.03	-8.55	-2.14	8.23	/	/
	4	A-B	3.50	6.90	-1.03	-4.14	5.12	/	/
		B-C	3.20	5.77	-4.14	-1.03	3.94	/	/
	7	A-B	3.5	/	-1.03	-1.03	6.90		

Tableau III.6. Les sollicitations maximales pour chaque type de poutrelles (voir tableaux ci-dessous)

Poutrelles	Effort	ELU (KN.m)	ELS(KN.m)
Plancher terrasse inaccessible	M_t^{\max}	14.48	10.55
	M_a^{inter}	-11.74	-8.55
	V_u^{\max}	17.89	/
	M_a^{rie}	-2.93	-2.14
Plancher étage courant	M_t^{\max}	14.86	10.75
	M_a^{inter}	-11.68	8.46
	V_u^{\max}	17.81	/
	M_a^{rie}	-2.92	-2.11
RDC	M_t^{\max}	17.39	12.28
	M_a^{inter}	-17.81	-12.40
	V_u^{\max}	25.96	/
	M_a^{rie}	-3.20	-2.23

Le ferrailage des poutrelles se fait avec les sollicitations maximales. Ces dernières sont indiquées dans les tableaux précédents avec la taille Gras.

III.1.1.4. Ferrailage des poutrelles

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

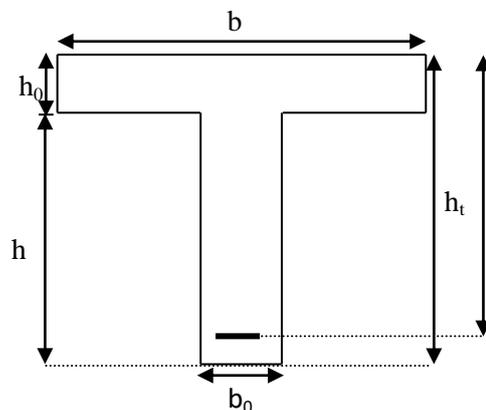
$$h_t = 24\text{cm}$$

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

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

$$d = 22\text{cm}$$

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



On prend comme exemple, le ferrailage de la poutrelle type 3 du plancher étage commercial.

➤ **Calcul à l'ELU :**

$$M_{\max}^t = 17.39 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{rive}} = -3.20 \text{ KN.m}$$

$$M_{\max}^{\text{int}} = -17.81 \text{ KN.m}$$

$$V_{\text{ma}} = -25.96 \text{ KN}$$

a) Calcul des Armatures longitudinales

• Ferrailage en travée :

- ✓ Si $M_u \leq M_{tu}$ la table n'est pas entièrement comprimée, l'axe neutre est dans la table de compression. On calcule une section rectangulaire ($b \times h$).
- ✓ Si $M_u > M_{tu}$ On calcule une section en T.

Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_{tu} = bh_0 f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0.65 * 0.04 * 14.2 * 10^3 \left(0.22 - \frac{0.04}{2} \right)$$

$$\Rightarrow M_{tu} = 73,84 \text{ KN.m}$$

$$\text{avec : } f_{bu} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$M_{tu} = 73,84 \text{ KN.m} > M_{\max}^t = 17,39 \text{ MN.m}$$

\Rightarrow L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire : ($h_t * b$) : (20 cm * 65 cm).

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{bd^2 f_{bu}} = \frac{17.39 \times 10^{-3}}{0,65 \times (0,22)^2 \times 14,2} = 0.038$$

$$\mu_l = 0.8 \alpha_l (1 - 0.4) = 0.392 > \mu_{bu} = 0,038$$

Le diagramme passe par le pivot « A » et les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

$$(A'_s = 0) \text{ et } \varepsilon_s = 10\%; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.048$$

$$z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.22(1 - (0.4 \times 0.048)) = 0.215$$

$$A_s \geq \frac{M_{\max}^t}{z \times f_{st}} = \frac{17.39 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348}$$

$$\Rightarrow A_s = 2.324 \text{ cm}^2$$

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

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

$$\Rightarrow A_{\min} = 1.72 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2.32 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 1.72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

On adopte $A_s = 3\text{HA}12 = 3,39 \text{ cm}^2$

• **Ferraillage en appui :**

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis, le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T é sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions **b_0 et h ($0.12 * 0.24$) m^2** .

✓ **Ferraillage de l'appui de rive :**

$$M_{\max}^{\text{rive}} = 3.20 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{3.20 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.038 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.038 \text{ MPa} < 0.186 \text{ MPa} \Rightarrow \alpha = 0.038 \quad z = 0.215 \text{ m}$$

$$A_s^{\text{rive}} = \frac{M_{\max}^{\text{rive}}}{z \times 348} = \frac{3.20 \times 10^{-3}}{0.215 \times 348} = 0.427 \text{ cm}^2$$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.31 \text{ cm}^2$$

$$A_s^{\text{rive}} = 0.42 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 0.31 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On prend : $1\text{HA}12 = 1.13 \text{ cm}^2$.

✓ **Ferraillage de l'appui intermédiaire :**

$$M_{\max}^{\text{inter}} = 17.81 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{\max}^{\text{inter}}}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{17.81 \times 10^{-3}}{0.12 \times (0.22)^2 \times 14.2} = 0.215 \text{ MPa}$$

$$\mu_{bu} = 0.215 \text{ MPa} \geq 0.186 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Pivot B et A}' = 0.$$

$$\Rightarrow \alpha = 0.307 \quad z = 0.192\text{m}$$

$$A_s^{\text{int}} = \frac{M_{\text{max}}^{\text{int}}}{z \times 348} = \frac{17.81 \times 10^{-3}}{0.23 \times 348} = 2.65 \text{cm}^2$$

On prend $A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 2.67 \text{cm}^2$

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{\text{min}} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.31 \text{cm}^2$$

$$A_s^{\text{int}} = 2.65 \text{cm}^2 > A_{\text{min}} = 0.31 \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

On prend $A_s = 1\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 2.67 \text{cm}^2$

2. Calcul des armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_1^{\text{min}}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \Rightarrow \phi_t = 6\text{mm.}$$

On choisit un étrier de $\phi 6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{cm}^2$

• **Calcul de l'espacement :**

$$St = \min \begin{cases} (0.9d, 40\text{cm}) = 19.2\text{cm} \\ \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} = 47.5\text{cm} \\ \frac{0.8 * A_t * f_e}{b_0 (\tau_u - 0.3 * K * f_{t28})} = 46.06\text{cm} \end{cases}$$

Avec $\tau_u = 0.98\text{MPa}$

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

On adopte: **St = 15 cm.**

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

$$\tau_U = \frac{V_{\text{max}}}{b_0 \times d} = \frac{25.96 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.98\text{MPa}$$

La fissuration est peu nuisible et $\alpha = 90^\circ$

$$\bar{\tau} = \min(0.13f_{c28}; 5\text{MPa}) = \min(3.25; 5\text{MPa}) = 3.25\text{MPa}$$

$$\tau_U = 0.98\text{MPa} \leq \bar{\tau} = 3.25\text{MPa} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant aux voisinages des appuis :**

- Appui de rive :

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{25,96 \times 10^{-3} \times 1,15}{400} = 0,74 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 1,13 + 3,39 = 4,52 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow 4,52 \text{ cm}^2 > 0,74 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l > \left[V_u + \frac{M_a}{0,9 \times d} \right] \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$\Rightarrow \left[25,96 \times 10^{-3} - \frac{17,81 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,22} \right] \frac{1,15}{400} = -1,83 \text{ cm}^2.$$

$$A_l = 3,39 + 2,67 = 6,06 \text{ cm}^2$$

$\Rightarrow 6,06 \text{ cm}^2 > -1,83 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Pas de vérification à faire au niveau de l'appui intermédiaire, car l'effort est négligeable devant l'effet du moment

- **Vérification de la bielle**

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

Avec $a \leq 0,9 \cdot d = 0,198$; soit : $a = 0,198 \text{ m}$

$V_u = 25,96 \text{ kN} \leq 158,59 \text{ kN} \dots \dots \dots$ vérifiée

- **Vérification de la contrainte de cisaillement à la jonction table- nervure :**

$$\tau_u \leq \tau_u^- = \min(0,13 \cdot f_{c28}; 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u \times \left(\frac{b - b_0}{2} \right)}{0,9 \times b \times d \times h_0} = \frac{25,96 \times 10^{-3} \left(\frac{0,65 - 0,12}{2} \right)}{0,9 \times 0,65 \times 0,22 \times 0,04} = 1,33 \text{ MPa} < 3,25 \text{ MPa} \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

➤ **Vérification à l'ELS**

Les poutrelles sont à l'intérieur, elles ne sont pas exposées aux intempéries d'où la fissuration est peu nuisible, par conséquent les vérifications à faire sont :

1. Etat limite de compression du béton.
2. Etat limite de déformation (la flèche).

a) Etat limite de compression du béton :

On vérifie la poutrelle la plus défavorable : type 1 (étage commerciale).

- **En travée** $M_{ser}^t = 12,28 \text{ KN.m}$ $A_s = 3,39 \text{ cm}^2$

On doit vérifier $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

Position de l'axe neutre :

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A_s \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \dots \dots \dots \text{BAEL91(L.III.3)}$$

$$H = \frac{65 \times 4^2}{2} - 15 \times 3,39 (22 - 4) = -395,3 \text{ cm}^3 \quad H < 0 \Rightarrow \text{L'axe neutre passe par la nervure, le}$$

calcul section en T.

Calcul y:

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

$$6 y^2 + 262,85 y - 1542,7 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 325,752$$

$$y = 5,24 \text{ cm.}$$

Le moment d'inertie I :

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

$$I = \frac{65 \times 5,24^3}{3} - \frac{(65 - 12)}{3} \times (5,24 - 4)^3 + 15 \times 3,39 \times (22 - 5,24)^2 \Rightarrow I = 17367,31 \text{ cm}^4$$

$$I = 17367,31 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{12,28 \times 10^{-3}}{17367,31 \times 10^{-8}} \times 5,24 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 3,70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **En appui**

Appui Intermédiaire $M_{int}^{ser} = -12,40 \text{ KN.m}$ $A_s = 2,67 \text{ cm}^2$

$M < 0$ on calcul avec $(b_0 \times h)$ $A' = 0$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A_s \times (y - d) = 0.$$

$$6 y^2 + 40,05 y - 881,1 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 150,83$$

$$\Rightarrow y = 9,23 \text{ cm.}$$

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

$$\Rightarrow I = 9676,39 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{12.40 \times 10^{-3}}{9676,39 \times 10^{-8}} \times 9,23 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 11,82 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

Appui de rive $M_{int}^{ser} = -2.23 \text{ KN.m}$ $A_s = 1,13 \text{ cm}^2$

$M < 0$ on calcul avec $(b_0 \times h)$ $A' = 0$

$$\frac{b_0}{2} \times y^2 + 15A \times (y - d) = 0.$$

$$6 y^2 + 16,95y - 372,9 = 0 \Rightarrow \sqrt{\Delta} = 96.10$$

$$\Rightarrow y = 6,59 \text{ cm}.$$

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

$$\Rightarrow I = 5169,84 \text{ cm}^4.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{2.23 \times 10^{-3}}{5169,84 \times 10^{-8}} \times 5.59 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 2,41 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

c) Vérification de la flèche

D'après le CBA93 La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right.$$

Dans notre cas on va vérifier la flèche de la poutrelle type '3' de l'étage courant car c'est elle qui a la travée la plus grande ($L=4.3\text{m}$).

$$\frac{h}{L} = \frac{24}{462} = 0.05$$

$$\frac{1}{16} = 0.062$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.05$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc la vérification de la flèche est nécessaire.

La flèche totale est définie d'après le **BAEL91** (art B.6.5, 2) comme suit :

$$\Delta f = f_{vg} + f_{ip} - f_{ig} - f_{ij}$$

Avec :

f_{ig} et f_{vg} : la flèche de l'ensemble des charges permanentes (instantanée ou différés).

f_{ij} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{ip} : La flèche instantanée de l'ensemble des charges permanentes et surcharge d'exploitation.

Valeur limite de la flèche **BAEL91** (art B.6.5, 2) ;

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à :

$$\frac{L}{500} \text{ si la portée } l \leq 5 \text{ m.}$$

$$\text{Pour une portée inférieure à 5m, la flèche admissible } f_{adm} = \frac{L}{500} \Rightarrow f_{adm} = \frac{462}{500} = 0,924 \text{ cm}$$

Les propriétés de la section :

$$y = 5,24 \text{ cm} ; I = 5867,3 \text{ cm}^4 ; A_s = 3,39 \text{ cm}^2$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,195 \text{ MPa.} ; E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ MPa}$$

Calcul de I_0

$$y_G = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15(A \times d + A' \times d')}{b_0 \times h + (b - b_0)h_0 + 15(A + A')} \Rightarrow y_G = \frac{12 \times \frac{24^2}{2} + (65 - 12) \frac{4^2}{2} + 15(3,39 \times 22)}{12 \times 24 + (65 - 12)4 + 15 \times 3,39}$$

$$\Rightarrow y_G = 9,07 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{b \times y_G^3}{3} + \frac{b_0 \times (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0) \times (y_G - h_0)^3}{3} + 15 \times A_{st} (d - y_G)^2 + 15 A_{sc} (y_G - d')^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 35677,26 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 22} = 0,0128$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{0,0128 \times (2 + 3 \times \frac{12}{65})} \Rightarrow \lambda_i = 3,21$$

$$\lambda_v = 0,4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 1,28$$

• **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 4,20 = 2,73 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.36 = 3.484 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65 \times (5.36 + 5) = 6.734 \text{ KN/m}$$

$$\text{avec: } j = G - \text{Grevêtement} = 5,36 - (0,4 + 0,2 + 0,36 + 0,2) = 4,20 \text{ KN.m}$$

$$M_{jser} = 5,97 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 6,87 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 12,28 \text{ KN.m}$$

Remarque :

Les différents moments M_{jser} , M_{gser} et M_{pser} sont calculés avec la méthode de Caquot pour les différents chargements

Contraintes (σ_s)

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{M_{jser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{gs} = 15 \times \frac{M_{gser} \times (d - y)}{I} ; \sigma_{ps} = 15 \times \frac{M_{pser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{js} = 15 \times \frac{5,97 \times (22 - 5.24) \times 10^3}{17367.31} \Rightarrow \sigma_{js} = 86,41 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{gs} = 15 \times \frac{6,87 \times (22 - 5.24) \times 10^3}{17367.31} \Rightarrow \sigma_{gs} = 99,44 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{ps} = 15 \times \frac{12,28 \times (22 - 5.24) \times 10^3}{17367.31} \Rightarrow \sigma_{ps} = 177,75 \text{ MPa}$$

$$\text{Calcul de } \mu : \mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}} \quad \text{Si } \mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0128 \times 99.44 + 2.1} = 0.489$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0128 \times 86.41 + 2.1} = 0.436$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0128 \times 177.75 + 2.1} = 0.671$$

Calcul des inerties fictives (I_f)

$$I_{ij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = \frac{1.1 \times 35677.26}{1 + 3.21 \times 0.436} = 16355.07 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = \frac{1.1 \times 35677.26}{1 + 3.21 \times 0.489} = 15272.26 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = \frac{1.1 \times 35677.26}{1 + 3.21 \times 0.671} = 12443.28 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = \frac{1.1 \times 35677.26}{1 + 1.28 \times 0.489} = 24137.09 \text{ cm}^4$$

Evaluation des flèches

$$f_{ijser} = \frac{M_{jser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ij}} \Rightarrow f_{ijser} = \frac{5.97 \times 4.62^2}{10 \times 32164.195 \times 16355.07} \times 10^8 = 2.42 \text{ mm}$$

$$f_{igser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ig}} \Rightarrow f_{igser} = \frac{6.87 \times 4.62^2}{10 \times 32164.195 \times 15272.26} \times 10^8 = 2.98 \text{ mm}$$

$$f_{vgser} = \frac{M_{gser} \times L^2}{10 \times E_v \times I_{vg}} \Rightarrow f_{vgser} = \frac{6.87 \times 4.62^2}{10 \times 10721.4 \times 24137.09} \times 10^8 = 5.66 \text{ mm}$$

$$f_{ipser} = \frac{M_{pser} \times L^2}{10 \times E_i \times I_{ip}} \Rightarrow f_{ipser} = \frac{12.28 \times 4.62^2}{10 \times 32164.195 \times 12443.28} \times 10^8 = 6.54 \text{ mm}$$

La flèche totale Δf

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 5.66 + 6.54 - 2.98 - 2.42 = 6.80 \text{ mm} < f_{adm} = 9.24 \text{ mm}$$

Donc la condition de flèche est vérifiée.

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 1 de plancher RDC), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.7. Calcul du ferrailage à l'ELU des différents niveaux :

	Position	M^{\max}	μ_{bu}	A	Z	A_{cal}	A_{min}	Choix
Terrasse inaccessi	Travée	14.48	0.032	0.041	0.216	1.920	1.72	3HA12=3.39
	Appuis int	11.74	0.142	0.192	0.203	1.660	1.72	1HA10+1HA12=1.92
	Appuis riv	2.93	0.035	0.045	0.216	0.380	0.31	1HA10=0.79
Etage courant	Travée	14.86	0.03	0.04	0.216	1.970	1.72	3HA10=2.36
	Appuis int	11.68	0.141	0.191	0.203	1.650	1.72	1HA10+1HA12=1.92
	Appuis riv	2.92	0.035	0.045	0.216	0.380	0.31	2HA10=0.79
RDC	Travée	17.39	0.038	0.049	0.215	2.320	1.72	3HA12=3.39
	Appuis int	17.81	0.215	0.307	0.192	2.660	1.72	1HA12+1HA14=2.67
	Appuis riv	3.20	0.038	0.048	0.215	0.42	0.31	1HA12=1.13

Remarque

- Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux est :

$$A_t = 2HA6 = 0,57 \text{ cm}^2$$

Vérification des poutrelles aux états limites (ELU et ELS)

Les vérifications des poutrelles aux états limites sont illustrées dans les tableaux ci-après :

Tableau III.8. Vérifications nécessaires à l'ELU

Type	Bielle	Cisaillement	Armature longitudinale aux appuis		Jonction table-nervure
			Rive	Intermédiaire	
	$V_u \leq 0,267a.b_0.f_{c28}$ (KN)	$\frac{V_{\max}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u$	$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} V_u$	$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} (V_u + \frac{M_u}{0.9d})$	$\frac{V_u b_1}{0.9 \times db h_0} \leq \bar{\tau}_u$
Terrasse inaccessible	17.89<152,19	0.678<3,25	4.18>0,514	5.31>-1.58	0,92<3,25
Etage courant	17.81<152,19	0.675<3,25	3,84>0,512	4.28>-1.64	0,91<3,25
RDC	25.96<152,19	0.983<3,25	4,52>0,746	6,06>-1.83	1,33<3,25
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau III.9. Vérifications des contraintes à ELS

Etage	Position	M _{ser} KN.m	A _s cm ²	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (Mpa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	Vérification
Terrasse inaccessible	Travée	10.55	3.39	5.24	17367.31	3.18	15	vérifiée
	Appuis int	8.55	1.92	6.43	8045.22	6.81	15	vérifiée
	Appuis riv	2.14	0.79	5.67	3889.16	3.11	15	vérifiée
Etage courant	Travée	10.75	2.36	4.39	12810.01	3.68	15	vérifiée
	Appuis int	8,46	1.92	6.43	8045.22	6.76	15	vérifiée
	Appuis riv	2.11	0.79	5.67	3889.16	3.07	15	vérifiée
RDC	Travée	12.28	3.39	5.24	17367.31	3.70	15	vérifiée
	Appuis int	12.40	2,67	9,23	9676,39	11,82	15	vérifiée
	Appuis riv	2.23	1,13	6,59	5169,84	2,41	15	vérifiée

Tableau III.10. Vérifications de la flèche à l'ELS

Plancher	Terrasse inaccessible	Etage courant	RDC
q_{jser} (KN/m)	2.14	2.73	2.73
q_{gser} (KN/m)	3.86	3.48	3.48
q_{pser} (KN/m)	4.51	4.46	6.73
M_{jser} (KN/m)	5.00	6.56	5.97
M_{gser} (KN/m)	9.03	8.36	6.87
M_{pser} (KN/m)	10.55	10.72	12.28
P	0.0128	0.0089	0.0128
λ_v	1.28	1.83	1.28
λ_i	3.21	4.59	3.21
σ_{sj} (KN/m)	72.37	135.28	86.41
σ_{sg} (KN/m)	130.71	172.64	99.41
σ_{sp} (KN/m)	152.71	220.95	177.75
μ_j	0.368	0.470	0.436
μ_g	0.582	0.555	0.489
μ_p	0.630	0.632	0.671
$I_{f_{ij}}$ (cm ²)	17991.72	11504.68	16355.07
$I_{f_{ig}}$ (cm ²)	13682.69	10239.39	15272.26
$I_{f_{ip}}$ (cm ²)	12985.13	9311.67	12443.28
$I_{f_{vg}}$ (cm ²)	22490.47	18020.85	24137.09
f_{ij} (mm)	2.18	3.80	2.42
f_{ig} (mm)	5.19	6.42	2.98
f_{ip} (mm)	6.39	9.05	6.54
f_{vg} (mm)	9.47	10.94	5.66
Δf (mm)	8.49	9.77	6.80
f_{adm} (mm)	10.00	10.00	9.24
Vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau.III.11. Schémas de ferrailage des poutrelles par niveaux.

Type	Travée	Appuis de rive	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible			
RDC			
les étages courants			

III.1.1.6. Etude de la dalle de compression

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

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

On utilise un treillis soude HA de nuance $f_c=235\text{Mpa}$.

- Armatures perpendiculaires aux poutrelles

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{235} = 1.1 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

- Armatures parallèles aux poutrelles

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

Soit

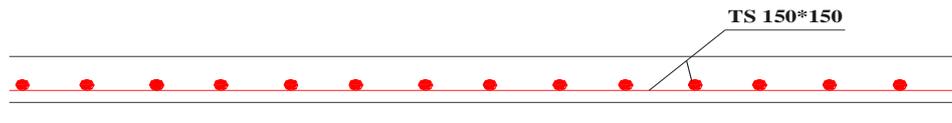
A \perp : 5 ϕ 6/ml \rightarrow st = 20 cm \leq 20 cm ... CBAAll : 4 ϕ 6/ml \rightarrow st = 25 cm \leq 30 cm ... CBA.

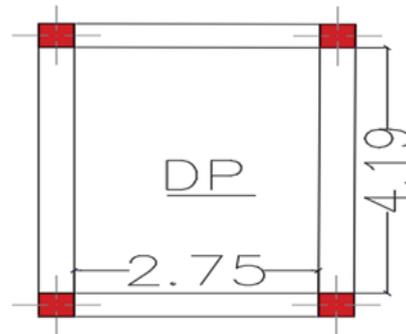
Figure III.4. Ferrailage de la dalle de compression

III.1.2. Plancher à dalle pleine❖ **Dalle sur quatre appuis**

$$L_x = 2,8\text{m}$$

$$L_y = 4,19$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,75}{4,19} = 0,66 \Rightarrow \rho > 0,4$$

b) **Evaluation des charges:**

$$G = 5.56 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 5 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 15 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 10.56 \text{ KN/m}^2$$

La dalle travail selon deux sens l_x et l_y .

$$\text{❖ L'ELU : } \nu = 0 \quad \text{et} \quad \rho = 0.66$$

Du tableau N°1 (annexe 1) on tire la valeur μ_x et μ_y correspondante à ($\nu = 0, \rho = 0.65$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0737 \\ \mu_y = 0,3753 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_U = 8,67 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 3,25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 * M_{ox} = 0,85(8,67) = 7,36 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0,85 M_{oy} = 0,85(3,25) = 2,76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moment en en appuis**

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 \times M_{ox} = -0,3 \times (8,67) = -2,6 \text{KN.m} \\ M_y^a = -0,3 \times M_{oy} = -0,3(3,25) = -0,97 \text{KN.m} \end{cases}$$

- ❖ **Effort tranchant**

$$V_{uy} = \frac{P_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = 23,62 \text{KN}$$

$$V_{ux} = \frac{P_u \times L_x}{3} = 14 \text{KN}$$

$$V_{\max} = 23,62 \text{KN} \Rightarrow \tau_U = \frac{V_{\max}}{b * d_x} = \frac{23,62 * 10^{-3}}{1 * 0,16}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0,147 \text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_U = 0,147 \text{MPa} < 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{MPa}$$

⇒ Les amatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Calcul des armatures

Il se calcul à la flexion simple pour une bande de $(1 \times e) \text{ m}^2$.

Selon Lx :

- **En travée**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{7,36 \times 10^{-3}}{1 \times (0,16)^2 \times 14,2} = 0,0202 \\ \mu_{bu} \leq 0,186 \Rightarrow A' = 0; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0255 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{7,36 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,0255) \times 0,16} = 1,33 \text{cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^t = 1,33 \text{cm}^2 \end{cases}$$

- **En appuis :**

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_u^a}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2,60 \times 10^{-3}}{1 \times (0,16)^2 \times 14,2} = 0,00715 \\ \mu_{bu} \leq 0,186 \Rightarrow A' = 0; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0,8} \Rightarrow \alpha = 0,0089 \\ A_x^a = \frac{M_x^a}{f_{st} \times (1 - 0,4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{2,60 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0,4 \times 0,0089) \times 0,16} = 0,46 \text{cm}^2 \\ \Rightarrow A_x^a = 0,46 \text{cm}^2 \end{cases}$$

❖ **Espacement (S_t)**

$$S_t \leq \min(3 \cdot e; 33\text{cm}) = \min(3 \cdot 18; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

$$S_t \leq 33\text{cm}$$

❖ **Vérification des valeurs minimales**

$$e = 18\text{cm}$$

$$A_x \geq \frac{\rho_0 \times (3 - \rho) \times b \times e}{2}$$

$$\text{avec: } \rho_0 = 8 \times 10^{-4} \quad \text{pour } f_e E400$$

$$A_x \geq \frac{8 \times 10^{-4} \times (3 - 0,66) \times 1 \times 0,18}{2}$$

$$A_x \geq 1,68 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \leq A_{\min} \\ A^a \leq A_{\min} \end{cases}$$

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.12. Ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_x).

	M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	7,36	1,33	1,68	4HA8=2,01 cm ²	25
En appui	2,60	0,46	1,68	4HA8=2,01cm ²	25

Selon L_y :

Les résultats du ferrailage longitudinal en travée et en appui sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau III.13. Ferrailage de la dalle sur quatre appuis (L_y).

	M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	2,76	0,49	1,44	4HA8=2.01 cm ²	25
En appui	0,97	0,17	1,44	4HA8=2.01 cm ²	25

Avec :

$$A_{\min} = 0.0008 \times b \times e = 1.44 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } \begin{cases} A^t \leq A_{\min} \\ A^a \leq A_{\min} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min(4 \times e; 45\text{cm}) = \min(4 \times 18; 33\text{cm}) = 45\text{cm}$$

$$S_t \leq 45\text{cm}$$

❖ **A L'ELS :**

$\nu = 0.2$ et $\rho = 0.66$

$$\begin{cases} \mu_x = 0,0792 \\ \mu_y = 0,5351 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{ox} = \mu_x * L_x^2 * P_s = 6.55KN.m \\ M_{oy} = M_{ox} * \mu_y = 3.50KN.m \end{cases}$$

• **Moment en travée**

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 * M_{ox} = 5.57KN.m \\ M_y^t = 0,85M_{oy} = 2.98KN.m \end{cases}$$

• **Moment en appuis**

$$\begin{cases} M_x^a = -0,3 * M_{ox} = -1.96KN.m \\ M_y^a = -0,3 * M_{oy} = -1.05KN.m \end{cases}$$

❖ **Etat limite de compression du béton**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15MPa$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suiv

Tableau II.14. Les contraintes dans le béton de la dalle sur quatre appuis.

Localisation	Le sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travées	Selon x-x	5,57	2,23	4149.7	3.13	15	Vérifiée
	Selon y-y	2.98	1.46	1657.6	2.63	15	Vérifiée
Appuis	Selon x-x	1.96	1.41	1562.2	1.78	15	Vérifiée
	Selon y-y	1.05	0.87	605.68	1.52	15	Vérifiée

❖ **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\frac{h}{l} \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_{tx}}{20 * M_{0x}} \right) \right] \dots (1)$$

$$\frac{A_s}{b * d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

0,0654 > 0,0424..... (1)

0,0012 < 0,005.....(2)

Les deux conditions sont vérifiées, la vérification de la flèche est inutile.

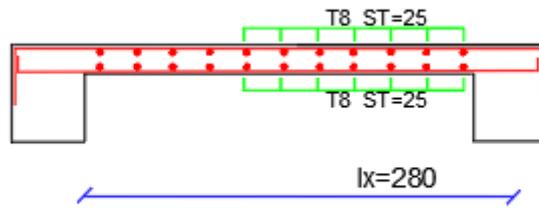


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de la dalle sur quatre appuis.

❖ Dalle sur trois appuis

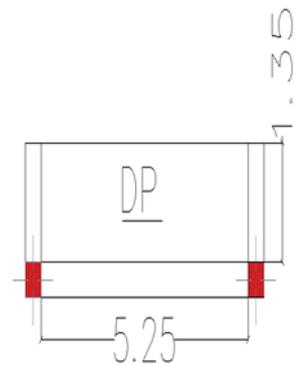
Le calcul de ce type se fait selon la théorie des lignes de rupture

$$L_x = 1,35\text{m}$$

$$L_y = 5,2$$

$$\text{On a } \frac{L_y}{2} = 2,62$$

$$\text{Alors } \begin{cases} M_x = \frac{PL_x^2 L_y}{2} - \frac{2PL_x^3}{3} \\ M_y = \frac{PL_x^3}{6} \end{cases}$$



a) Evaluation des charges

$$G = 4,73\text{KN/m}^2$$

$$Q = 3,5\text{KN/m}^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1,35G + 1,5Q = 11,63\text{KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8,23\text{KN/m}^2$$

A l'ELU

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

$$\begin{cases} M_{ox} = 36,56\text{KN.m} \\ M_{oy} = 4,76\text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 31,07\text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 4,04\text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = 0,3 \times M_{ox} = 10,97\text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 \times M_{oy} = 2,38\text{KN.m}$$

b) Effort tranchant

$$V_x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{L_y^4}{L_x^4 + L_y^4} = 7,81 \text{KN}$$

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0,065 \text{MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{MPa}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

c) Ferrailage

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

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.15.ferrailage de la dalle sur trois appuis.

Localisation	Le sens	Mser (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{calculée} cm ²	A _{opt} cm ²	A _{min} cm ²	St (cm)
Travées	Selon x-x	31,07	0.152	0.207	0.110	8.12	8HA12=9.05	1,12	12.5
	Selon y-y	4,04	0.019	0.025	0.118	0,98	3HA8=1,51	1,12	33.3
Appuis	Selon x-x	10,97	0.053	0.069	0.116	2.7	4HA10=3,14	1,12	25
	Selon y-y	2.38	0.011	0.014	0.119	0.57	3HA8=1,51	1.12	33.3

❖ Vérification au cisaillement

$$\tau_U = \frac{V_{\max}}{b \times d_x} = 0,065 \text{MPa} < \frac{0,07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1,167 \text{MPa}$$

A L'ELS :

$$\begin{cases} M_{ox} = 25,87 \text{KN.m} \\ M_{oy} = 3,37 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x^t = 0,85 \times M_{ox} = 21,99 \text{KN.m} \\ M_y^t = 0,85 \times M_{oy} = 2,86 \text{KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = 0,3 \times M_{ox} = 7,76 \text{KN.m}$$

$$M_y^a = 0,5 \times M_{oy} = 1,68 \text{KN.m}$$

❖ Etat limite de compression du béton

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.16. Les contraintes dans le béton de la dalle sur trois appuis.

Localisation	Le sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travées	Selon x-x	21,99	3.74	7526.08	1,41	15	vérifiée
	Selon y-y	2,86	3.22	5680.35	0.95	15	vérifiée
Appuis	Selon x-x	7.76	3.74	7526.08	10.93	15	vérifiée
	Selon y-y	1.68	3.22	5680.35	7.34	15	vérifiée

❖ **Etat limite de déformation**
 - **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\frac{h}{l_x} \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_{tx}}{20 \cdot M_{0x}} \right) \right] \dots (1)$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$0,10 > 0,04 \dots \dots \dots (1)$$

$$0,007 > 0,005 \dots \dots (2)$$

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées dans les deux sens donc on doit vérifier la flèche dans les deux sens.

- **Sens x-x+**

Tableau III.17. évaluation de la flèche de la dalle sur trois appuis sens x-x

q_j(KN/m)	M_{jser}(KN/m)	If_j(cm⁴)	σ_j(Mpa)	μ_j	f_{ji}(mm)
3.5	9.35	16355.3	98.45	0.275	0.3211
q_g(KN/m)	M_{gser}(KN/m)	If_g(cm⁴)	σ_g(Mpa)	μ_g	f_{gi}(mm)
4.73	12.63	13685.3	133.05	0.398	0.5186
q_p(KN/m)	M_{pser}(KN/m)	If_p(cm⁴)	σ_p(Mpa)	μ_p	f_{pi}(mm)
8.23	21.99	10867.7	231.51	0,595	1.1363
I_o (cm⁴)	I (cm⁴)	If_{gv}(cm⁴)	E_i(Mpa)	E_v (Mpa)	f_{gv}(mm)
26260.4	10673.4	20000.3	32456,59	10818,87	1.0646

$$\left. \begin{aligned} \Delta f &= f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 1,36mm \\ f_{adm} &= \frac{l_x}{500} = \frac{1350}{500} = 2.7mm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f < f_{adm} \quad \text{vérifiée}$$

- Sens y-y

Tableau III.18 . évaluation de la flèche de la dalle sur trois appuis sens y- y

$q_j(\text{KN/m})$	$M_{j\text{ser}}(\text{KN/m})$	$I_{f_j}(\text{cm}^4)$	$\sigma_j(\text{Mpa})$	μ_j	$f_{ji}(\text{mm})$
3.5	1.21	25776.2	71.52	0	0.40
$q_g(\text{KN/m})$	$M_{g\text{ser}}(\text{KN/m})$	$I_{f_g}(\text{cm}^4)$	$\sigma_g(\text{Mpa})$	μ_g	$f_{gi}(\text{mm})$
4.73	1.64	25776.2	96.66	0	0.54
$q_p(\text{KN/m})$	$M_{p\text{ser}}(\text{KN/m})$	$I_{f_p}(\text{cm}^4)$	$\sigma_p(\text{Mpa})$	μ_p	$f_{pi}(\text{mm})$
8.23	2.86	25776.2	168.19	0	0.94
$I_o(\text{cm}^4)$	$I(\text{cm}^4)$	$I_{f_{gv}}(\text{cm}^4)$	$E_i(\text{Mpa})$	$E_v(\text{Mpa})$	$f_{gv}(\text{mm})$
23432.9	2585.7	25776.2	32456,59	10818,87	1.62

$$\left. \begin{aligned} \Delta f &= f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 1.62\text{mm} \\ f_{adm} &= \frac{l_y}{1000} = \frac{5250}{1000} = 5.25\text{mm} \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f < f_{adm} \quad \text{vérifiée}$$

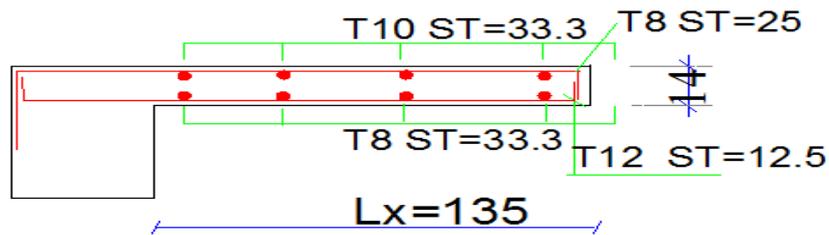


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de la dalle sur trois appuis.

❖ dalle sur deux appuis

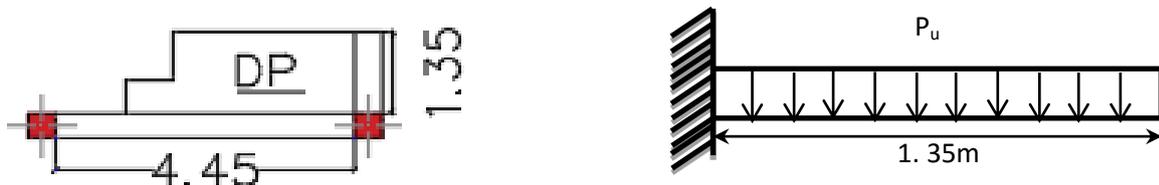


Figure.III.6. Schéma statique de la dalle 2appui

Le calcul de ce type se fait selon la théorie des lignes de rupture

$$L_x = 1,35\text{m}$$

$$L_y = 4,45\text{m}$$

La dalle travail suivant une seul direction (x L) comme une poutre (console)

a) Evaluation des charges

$$G = 4.73 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

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

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.63 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 8.23 \text{ KN/m}^2$$

Donc après calcul d'une console on trouve :

$$\sum M_{\text{encast}} = 0$$

$$M_u^{\text{max}} = - \left(\frac{P_U \times l_x^2}{2} + 1.35q \times l_x \right) = -12.42 \text{ KN.m}$$

$$M_s^{\text{max}} = - \left(\frac{P_S \times l_x^2}{2} + q \times l_x \right) = -8.84 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\text{max}} = (P_U \times l_x + 1.35q) = 17.05 \text{ KN}$$

$$V_s^{\text{max}} = (P_S \times l_x) = 11.11 \text{ KN}$$

b) Ferrailage

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

Tableau III. 19. Ferrailage du la dalle sur deux appui

M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
12.42	0.06	0.078	0.1162	3.07	1.44	4HA10=3.14	25

• Les armatures secondaires

Dans le cas d'une dalle travaillent suivant un sens, on calcule les armatures principale selon le sens x-x, dans le sens secondaire on maie des aciers de construction de section suivante :

$$A_{cons} = \frac{A_t^x}{3} = \frac{3.14}{3} = 1.04 \text{ cm}^2$$

$$\text{On prend } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

• Vérification de l'espacement

Selon X : $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(2e, 25 \text{ cm}) = 25 \text{ cm}$; Condition vérifier

Selon Y : $S_t = \frac{100}{4} = 25cm \leq \min(3e, 33cm) = 33cm$; Condition vérifier

❖ **Vérification au cisaillement**

une armature transversale n'est pas nécessaire si :

- La dalle est coulée sans reprise de bétonnage.
- Si $\tau_u^{max} = \frac{V_u}{b \times d} \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$

$$\tau_u^{max} = \frac{17.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0.12} = 0.14 MPa \leq \tau_{adm} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 MPa ; \text{vérifiée}$$

• **Vérification des contraintes**

Tableau III.20. Contraintes dans le béton du dalle sur deux appuis.

Le sens	M (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{adm} (MPa)	Observation
Travée Selon X et appui	8.84	2.92	4713.12	5.47	15	vérifiée

❖ **Etat limite de déformation**

- **Vérification de la flèche**

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites

$$\frac{h}{l_x} \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right) \right] \dots (1)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

$$0,1 > 0,05 \dots \dots \dots (1)$$

$$0,0026 < 0,005 \dots \dots \dots (2)$$

Les conditions de flèche sont vérifiées la vérification de la flèche est inutile

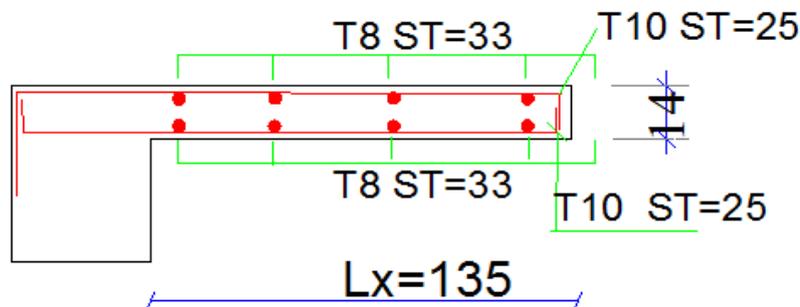
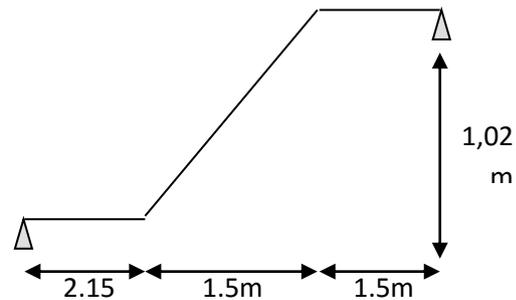
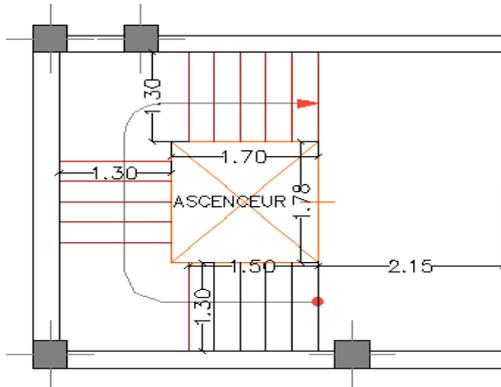


Figure III.7: Schéma de ferrailage de la dalle sur deux appuis.

III.2. Etude d'escalier

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire prenant en considération le nombre de point d'appuis.

- 1ère volée des étages courants



- Evaluation des charges et surcharges

- La volée :
$$\begin{cases} G_V = 8.2 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_V = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

- Le palier :
$$\begin{cases} G_P = 5.46 \text{ KN} / \text{m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN} / \text{m}^2 \end{cases}$$

- Combinaison de charges

- Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 14.82 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.7 \text{ KN} / \text{m}$$

- Pour le palier :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.12 \text{ KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.96 \text{ KN} / \text{m}$$

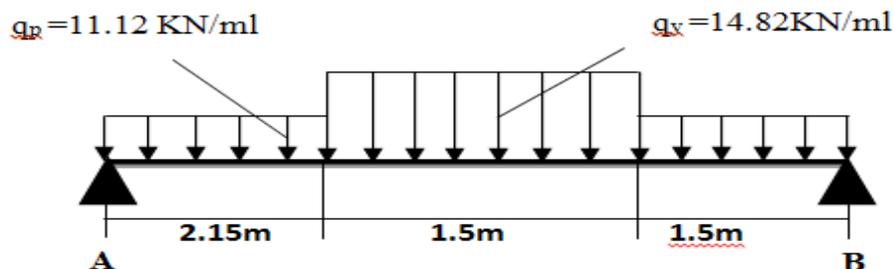


Figure III.8 : Schéma statique

❖ **Calcul des sollicitations :**

• **Calcul des réactions:**

Après calcul de la RDM, on trouve::

$$\begin{cases} R_A = 31.06KN \\ R_B = 31.76KN \end{cases}$$

• **Efforts tranchants et moment fléchissant**

Par la méthode des sections, on trouve les résultats récapitulé dans le tableau suivants :

Tableau III.21.Sollicitation dans l'escalier.

X (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{Max} (KN)	M _{Max} (KN.m)
0	31.06	-31.76	0	31.76	42.80
2.15	-	-7.15	41.07		
3.65	31.76-	15.07	35.13		

$$\begin{cases} M^t = 0.75M_{max} = 32.1KN.m.....En travée \\ M^a = -0.5M_{max} = -21.4KN.m.....En appui \end{cases}$$

• **Le ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau III.22.ferrailage de l'escalier.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	32.1	0.0885	0.116	0.152	6.63	1.932	6HA12=6.79	16.7
En appui	21.4	0.059	0.076	0.155	3.96	1.932	4HA12=4.52	25

➤ **Armatures de répartition**

En travée : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 1.17cm^2/ml$ on choisit : 4HA8 = 2,01cm²/ml

En appui : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 0.785cm^2/ml$ on choisit : 4HA8 = 2,01cm²/ml

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = 0.189 \text{ MPa} \leq \overline{\tau}_U = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPa}$$

Pas besoin des armatures transversales.

A l'ELS :

$$q_P = 7.96 \text{ KN/m}^2 \quad q_V = 10.03 \text{ KN/m}^2$$

❖ Etat limite de compression du béton

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

$$\begin{cases} R_A = 19.62 \text{ KN} \\ R_B = 21.76 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M^{\text{Max}} = 24.19 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.75 M_{\text{max}} = 20.56 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{\text{max}} = -9.67 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.23. Vérification des contraintes de compressions.

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Travées	20.56	4.1	12302	6.856	15	vérifiée
Appuis	9.67	3.42	8692.3	3.803	15	vérifiée

❖ Etat limite de déformation

- Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$e/l \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{tx}}{20 * M_{0x}} \right) \right] \dots (1)$$

$$A_t \leq \frac{2 * b * d}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

0.037 < 0.0625 (1) → condition non vérifiée.

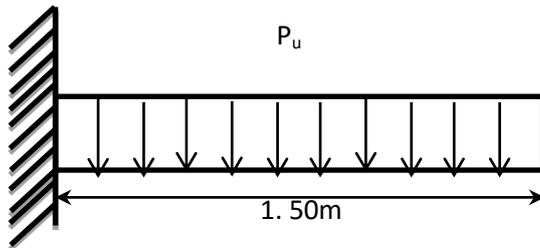
Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées donc on doit vérifier la flèche.

Tableau III.24. évaluation de la flèche de l'escalier

L(m)	M _{jser} (KN/m)	I _{fj} (cm ⁴)	f _{ji} (cm)
5.15	16.52	132262	0.102068
A _S (cm ²)	M _{gser} (KN/m)	I _{fg} (cm ⁴)	f _{gi} (cm)
6.79	19.12	116672	0.13396
Y(cm)	M _{pser} (KN/m)	I _{fp} (cm ⁴)	f _{pi} (cm)
4.78	26.16	94233	0.22691
I _o (cm ⁴)	I (cm ⁴)	I _{fgv} (cm ⁴)	f _{gv} (cm)
274991	16462	184776	0.2537

$$\left. \begin{aligned} \Delta f &= f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 2,44mm \\ f_{adm} &= \frac{l_x}{500} = \frac{5150}{500} = 10.3mm \end{aligned} \right\} \Rightarrow \Delta f < f_{adm} \quad \text{vérifiée}$$

- 2ème volée de tous les niveaux (console)



- Evaluation des charges et surcharges

$$\text{La volée : } \begin{cases} G_v = 6.38KN/m^2 \\ Q_v = 2.50KN/m^2 \end{cases} \quad - \text{ Le palier : } \begin{cases} G_p = 5.46KN/m^2 \\ Q_p = 2.50KN/m^2 \end{cases}$$

- Combinaison de charges

- Pour la volée :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 12.36KN/m$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 8.8KN/m$$

- Pour le palier :

$$\text{ELU : } q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.12KN/m$$

$$\text{ELS : } q_s = G + Q = 7.96KN/m$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

M_t (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	$S_t(cm)$
10.446	0.0737	0.0958	0.0961	3.12	1.2	4HA10=3.14	25

➤ **Armatures de répartition**

$$A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 0.78cm^2/ml \text{ on choisit : } 4HA8 = 2,01cm^2/ml$$

➤ **Espacement des armatures**

$$S_t = 25cm \leq \min(2.5e, 25cm) = 25cm$$

On a choisi 4HA10, Soit $S_t = 100/4 = 25 \text{ cm}$ donc c'est vérifiée

➤ **Vérification de l'effort tranchant (T=16,07KN)**

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = 0.1607MPa \leq \overline{\tau}_U = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

A P'ELS :

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.25. Vérification des contraintes de compressions.

Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
7.50	2.62	3148.4	6.26	15	vérifiée

Commentaire : Pas de risque de fissuration de béton

- ❖ Etat limite de déformation
 - Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$e/l \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{1}{20} \right) \right] \dots (1)$$

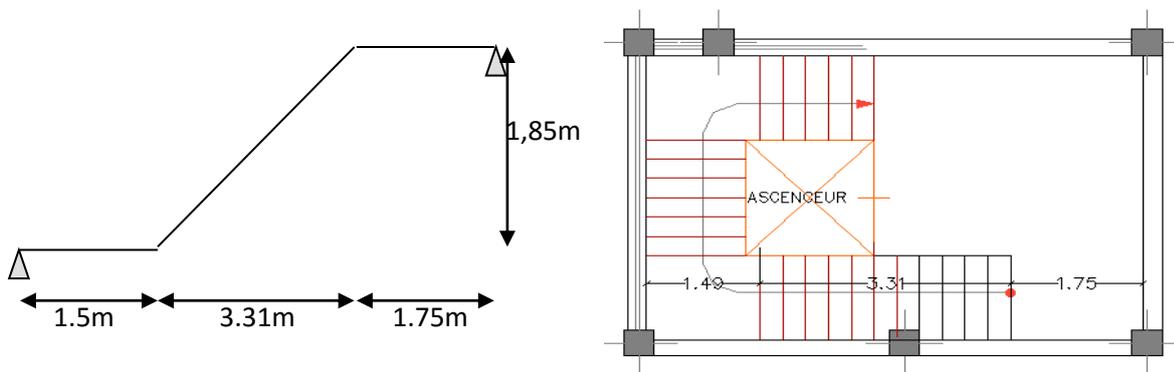
$$A_t/b * d \leq \frac{2}{f_e} \dots \dots \dots (2)$$

0.09 > 0.05 (1) → condition vérifiée.

0.00314 < 0.005 (2) → condition vérifiée.

Les deux conditions sont vérifiées il est inutile de vérifier la flèche

- 1^{ème} volée RDC



Evaluation des charges et surcharges

- La volée : $\begin{cases} G_V = 7.53 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_V = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$

- Le palier : $\begin{cases} G_P = 5.46 \text{KN} / \text{m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{KN} / \text{m}^2 \end{cases}$

- Combinaison de charges

- Pour la volée :

$$\text{ELU} : q_u = 1.35G + 1.5Q = 13.91 \text{KN} / \text{m}$$

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 10.03 \text{KN} / \text{m}$$

- Pour le palier :

- ELU : $q_u = 1.35G + 1.5Q = 11.12 \text{KN} / \text{m}$

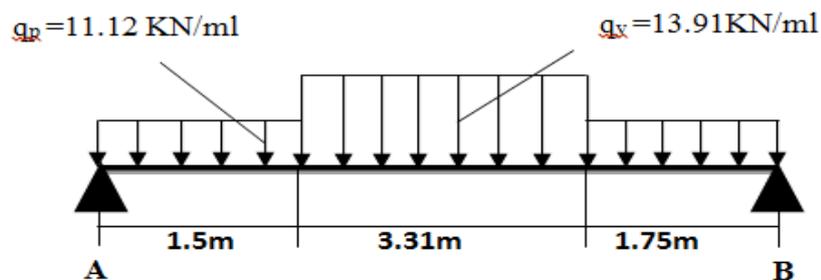


Figure III.9 : Schéma statique

$$\text{ELS} : q_s = G + Q = 7.96 \text{KN} / \text{m}$$

- ❖ Calcul des sollicitations :

- Calcul des réactions:

$$\begin{cases} R_A = 27.39 \text{KN} \\ R_B = 30.28 \text{KN} \end{cases} \text{Après calcul de la RDM, on trouve}$$

• **Efforts tranchants et moment fléchissant**

Par la méthode des sections, on trouve les résultats récapitulé dans le tableau suivants :

Tableau III.26.Sollicitation dans l'escalier.

X (m)	Réaction (KN)	Effort tranchant (KN)	Moment fléchissant (KN.m)	T _{Max} (KN)	M _{Max} (KN.m)
0	27.39	-27.39	0	30.28	33.75
3.31	-	9.41	29.77		
4.81	30.28	30.28	0		

$$\begin{cases} M^t = 0.75M_{max} = 25.31 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{En travée} \\ M^a = -0.5M_{max} = 16.87 \text{KN.m} \dots\dots\dots \text{En appui} \end{cases}$$

• **Le ferrailage**

Le ferrailage se fait à la flexion simple pour une bande de 1m de large. Les résultats sont résumés dans le tableau suivant.

Tableau III.27.ferrailage de l'escalier.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	25.31	0.069	0.090	0.154	4.71	1.932	6HA10=4.71	16.7
En appui	16.87	0.046	0.059	0.156	3.1	1.932	4HA10=3.14	25

➤ Armatures de répartition

En travée : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 1.70 \text{cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2,01cm² / ml

En appui : $A_t \geq \frac{A_{st}}{4} \Rightarrow A_t = 1.13 \text{cm}^2 / \text{ml}$ on choisit : 4HA8 = 2,01cm² / ml

❖ Vérification de l'effort tranchant

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{bd} = 0.19 \text{MPa} \leq \overline{\tau}_U = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{MPa}$$

Pas besoin des armatures transversales. **A l'ELS :**

$$q_p = 7.96 \text{KN} / \text{m}^2 \quad q_v = 10.7 \text{KN} / \text{m}^2$$

❖ **Etat limite de compression du béton**

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

$$\begin{cases} R_A = 22.29 \text{ KN} \\ R_B = 22.81 \text{ KN} \end{cases}$$

$$M^{\text{Max}} = 30.78 \text{ KN.m}$$

$$M^t = 0.75 M_{\text{max}} = 26.16 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0.5 M_{\text{max}} = -12.31 \text{ KN.m}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.28. Vérification des contraintes de compressions.

Localisation	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (MPa)	Observation
Travées	26.16	4.55	15018	7.93	15	vérifiée
Appuis	12.31	3.80	10670	4.39	15	vérifiée

❖ Etat limite de déformation

- Vérification de la flèche

La vérification de la flèche est nécessaire si les conditions suivantes ne sont pas satisfaites.

$$e/l \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_{tx}}{20 * M_{0x}} \right) \right] \dots (1)$$

$$A_t/b * d \leq \frac{2}{f_e} \dots (2)$$

0.035 < 0.0625 (1) → condition non vérifiée.

0.003 < 0.005 (2) → condition vérifiée.

Les conditions de flèche ne sont pas vérifiées donc on doit vérifier la flèche .

Tableau III.29. Évaluation de la flèche de l'escalier

L(m)	M_{jser}(KN/m)	I_{fj}(cm⁴)	f_{ji}(cm)
4.81	11.72	172563	0.048
A_S(cm²)	M_{gser}(KN/m)	I_{fg}(cm⁴)	f_{gi}(cm)
4.71	14	130883	0.076
Y(cm)	M_{pser}(KN/m)	I_{fp}(cm⁴)	f_{pi}(cm)
4.1	20.07	88674	0.161
I₀(cm⁴)	I (cm⁴)	I_{gv}(cm⁴)	f_{gv}(cm)
273462	12302	197989	0.151

$$\left. \begin{aligned} \Delta f &= f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 1.87 \text{ mm} \\ f_{adm} &= \frac{l_x}{500} = \frac{5150}{500} = 9.62 \text{ mm} \end{aligned} \right\}$$

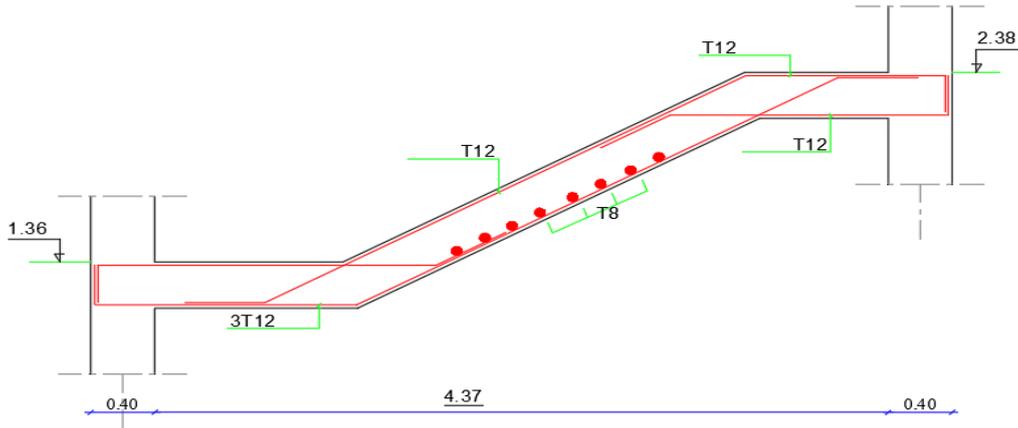


Figure.III.10 :Schéma de ferrailage d'escalier.

❖ Calcul de la poutre brisée :

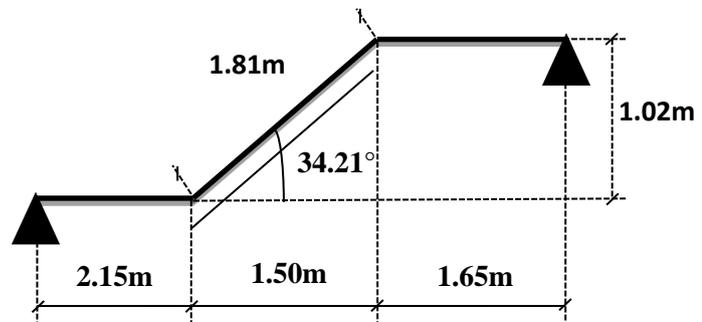
Dimensionnement

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow$$

$$\frac{481}{15} \leq h \leq \frac{481}{10}$$

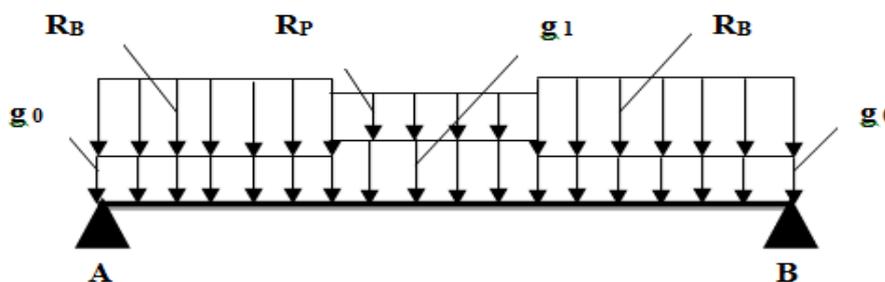
$$\Rightarrow 32.06 \text{ cm} \leq h \leq 48.1 \text{ cm}$$

Donc soit $h = 45 \text{ cm}$ et $b = 40 \text{ cm}$.



La poutre brisée est soumise à la flexion simple en outre elle est soumise à la torsion.

a) Calcul à la flexion simple :



La poutre est soumise à son poids propre :

$$g_0 = 25 \times 0.4 \times 0.45 = 4.5 \text{ KN/ml (partie horizontale)}$$

$$g_1 = 25 \times 0.4 \times 0.45 / \cos 34.21^\circ = 5.44 \text{ KN/ml (partie inclinée)}$$

En plus elle est soumise aux charges transmises par l'escalier

$$R_B = 31.76 \text{ KN/ml.}$$

$$R_P = 12.36 \times 1.30 = 16.07 \text{ KN/ml.}$$

• **Calcul des sollicitations :**

Après le calcul par la méthode de la RDM, on trouve :

Tableau III.30. Les résultats de calcul par la méthode de la RDM :

R _A (KN)	R _B (KN)	X(m)	M ₀ (KN.m)	M _a (KN.m)	M _t (KN.m)	V _u (KN)
67.30	67.30	2.10	64.03	32.01	48.02	67.30

• **Ferraillage de la poutre brisée à la flexion simple :**

Tableau III.31. Ferraillage de la poutre brisée en travée et aux appuis:

Mu (KN. m)	μ _{bu}	α	Z (m)	A _{min} (cm ²)	A calculée (cm ²)
En travée					
48.02	0.0479	0.0613	0.409	2.02	3.37
En appui					
32.01	0.0319	0.0405	0.351	2.02	2.62

• **Vérification de la contrainte de M₀(KN.m) cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_*d} = \frac{67.30 \times 10^{-3}}{0.40 \times 0.42} = 0.40 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ Mpa} \right\} = 3.33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.40 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ Mpa}$$

Donc la condition est vérifiée.

• **Armatures transversales à la flexion simple :**

Soit St=20 cm

St=20 cm < min (0.9 d ; 40 cm) = 37.8cm Condition vérifiée

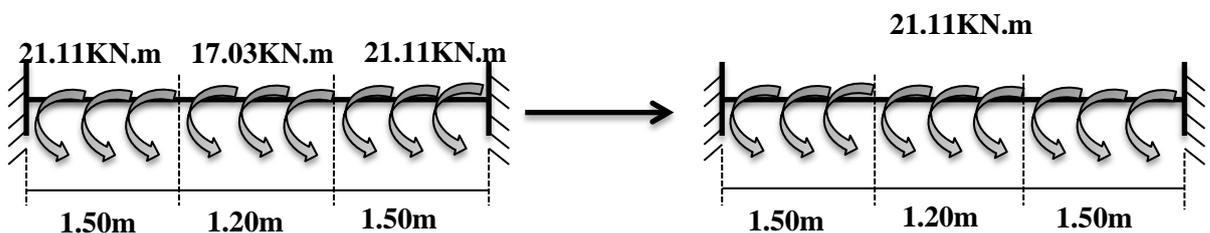
$$A_t = \frac{0.4 \times b \times st}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.40 \times 0.2}{400} = 0.80 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{(\tau_u - 0.3f_{tj}) \times b \times st}{0.8f_e} = \frac{(0.40 - 0.3 \times 2.1) \times 0.40 \times 0.2}{0.8 \times 400} = -0.57 \text{ cm}^2 < 0$$

Donc A_t=0.80 cm

b) Calcul à la torsion

Le moment de torsion :



Le moment maximum aux appuis :

$$M_t = 21.11 \text{ KN.m.}$$

Le moment de torsion.

$$M_t = \frac{M_t \times l}{2}$$

$$M_t = \frac{21.11 \times 4.2}{2} = 44.33 \text{ KN.m.}$$

- **Calcul de la contrainte de cisaillement due à la torsion :**

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e}$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{40}{6} = 6.66 \text{ cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e)$$

$$\Omega = (40 - 6.66) \times (45 - 6.66) = 1278.25 \text{ cm}^2.$$

$$\tau_t = \frac{M_t}{2 \times \Omega \times e} = \frac{44.33 \times 10^{-3}}{2 \times 0.12785 \times 0.0666} = 2.60 \text{ MPa}$$

On doit vérifier que

$$\tau \leq \bar{\tau}$$

La résultante des contraintes tangentielles :

$$\tau_u = \sqrt{\tau_t^2 + \tau_f^2}.$$

$$\tau_u = \sqrt{(0.40)^2 + (2.60)^2} = 2.63 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right\} = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau \leq \bar{\tau} \dots \dots \dots \text{ Pas de risque de rupture par cisaillement.}$$

- **Armatures longitudinales en torsion**

$$A_l = \frac{M_t \times \mu \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} \quad \text{avec: } \mu : \text{ périmètre}$$

$$\mu = 2 \times [(b - e) + (h - e)] = 143.36 \text{ cm}$$

$$A_l = \frac{44.33 \times 10^{-3} \times 1.4336 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.127825} = 7.14 \text{ cm}^2$$

- **Armature transversales en torsion**

$$A_t = \frac{A_t \times f_e}{S_t \times \gamma_s} = \frac{M_t}{2 \times \Omega}$$

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

$$A_t = \frac{M_t \times S_t \times \gamma_s}{2 \times f_e \times \Omega} = \frac{44.33 \times 10^{-3} \times 0.20 \times 1.15}{2 \times 400 \times 0.127825} = 0.99 \text{ cm}^2$$

- **Ferraillage final de la poutre brisée**

- **Armatures transversales :**

En travée :

$$A_t = A_t^f + A_t^T = 0.80 + 0.99 = 1.79 \text{ cm}^2$$

St=20 cm

- **Armatures longitudinales :**

En appuis :

$$A_a = A_a^f + A_a^T / 2 = 2.62 + 7.14 / 2 = 6.19 \text{ cm}^2$$

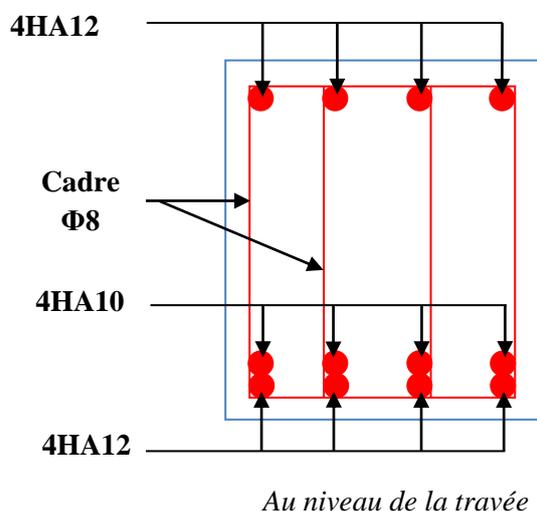
En travée :

$$A_t = A_t^f + A_t^T / 2 = 3.37 + 7.14 / 2 = 6.94 \text{ cm}^2$$

- ❖ **Choix de ferraillage :**

- Pour A_t^f on choisit 4HA12+4HA10=7.66cm
- Pour A_t^a on choisit 6HA12=6.79cm².
- Pour A_t on choisit 2 cadre de $\Phi 8$ =2.00 cm².

- ❖ **Schéma de ferraillage**



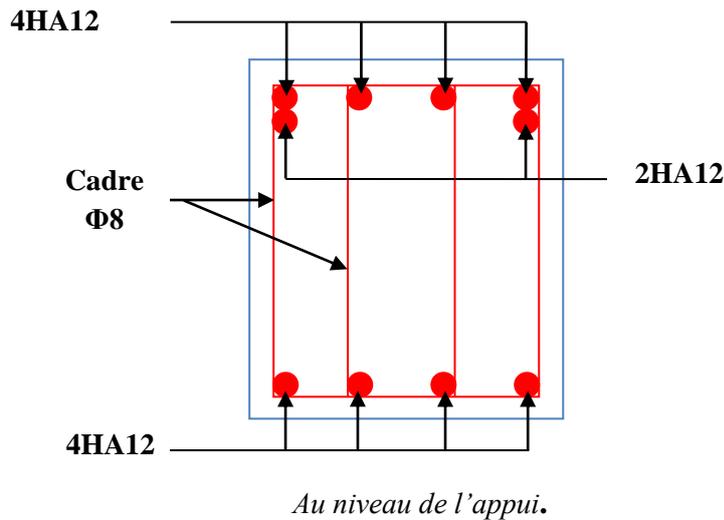


Figure III .11 : schéma de ferrailage de la poutre brisée

• **Vérification de la flèche**

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

- $\frac{h}{l} = \frac{45}{462.5} = 0.097 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots(1) \rightarrow \text{vérifiée}$
- $\frac{h}{l} = 0.097 \geq \frac{M_t}{15 \times M_0} = \frac{48.02_t}{15 \times 64.02} = 0.05 \dots\dots\dots(2) \rightarrow \text{vérifiée}$
- $\frac{A}{b \times d} = \frac{7.66}{40 \times 42} = 4.55 \times 10^{-3} \leq \frac{4.2}{f_c} = 0.015 \dots\dots\dots(3) \rightarrow \text{vérifiée}$

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

III.3. Etude des Poutres de chaînages

Le chaînage est conçu pour reprendre son poids propre ainsi que le poids des cloisons qu'il supporte. Il est calculé (comme une poutre simplement appuyée) en flexion simple, avec vérification de l'effort tranchant au niveau des appuis

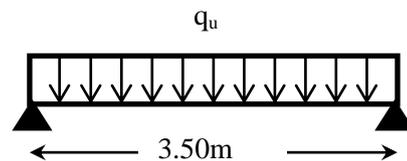
• **Pré dimensionnement**

On opte : $(b \times h) = (25 \times 30) \text{cm}^2$.

• **Calcul des sollicitations**

Poids propre de la poutre :

$$G = 25 \times 0.25 \times 0.3 = 1.875 \text{KN} / \text{m}^2$$



Poids des murs :

$$P_{mur} = 2.67 \times (3.06 - 0.4) = 7.1 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times (p_p + p_{mur}) + (1.35G + 1.5Q) \times b \div 2$$

$$= 1.35 \times (1.875 + 7.1) + (1.35 \times 5.36 + 1.5 \times 3.5) \times 0.65 / 2 = 16.17 \text{ KN} / \text{m}$$

$$q_s = p_p + p_{mur} + (G + Q) \times b / 2 = 11.85 \text{ KN} / \text{m}$$

➤ Calcul à l'ELU

$$M_u = \frac{q_u \times l^2}{8} = \frac{16.17 \times 3.1^2}{8} = 19.42 \text{ KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85 \times 19.42 = 16.51 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0.3 \times 19.42 = 5.83 \text{ KN.m}$$

• Le ferrailage*Tableau III.32. Ferrailage de la poutre de chaînage Tableau.*

Sens	M (KN.m)	A _{cal} (cm ² /ml)	A _{opt} (cm ² /ml)	A _{min} (cm ² /ml)	St (cm)
Travées	16.51	1.74	3HA12=3.39	0.84	15
Appuis	5.83	0.60	3HA12=3.39	0.84	15

• Vérification de l'effort tranchant

$$V_u = \frac{q_u \times l}{2} = \frac{16.17 \times 3.1}{2} = 25.06 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.06 \times 10^{-3}}{0.25 \times 0.28} = 0.358 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right] = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.358 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \Rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

• Armatures transversales

$$\phi_l \leq \min \left(\frac{h}{30} ; \frac{b}{10} ; \phi_l^{\min} \right)$$

$$\phi_l \leq \min(10 ; 25 ; 8)$$

$$\text{Soit } \phi_l = 8 \text{ mm}$$

Soit un cadre de HA8 plus une étrier HA8. On prend $A_t = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2$.

• **Les espacements**

1) $S_t \leq \min (0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t = 25.2 \text{ cm}$

2) $S_t \leq \frac{0.8 \times f_e \times A_t}{b \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \Rightarrow \frac{0.8 \times 400 \times 1.51}{25 \times (0.27 - 0.3 \times 2.1)} = -0.33 \times 10^{-3} < 0$

3) $S_t \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b} \Rightarrow S_t = \frac{1.51 \times 400}{0.4 \times 25} \Rightarrow S_t \leq 50.3 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

Pour les armatures longitudinale, le RPA99/version 2003 exige un espacement

$S_t \leq \min (h ; 25) = 25 \text{ cm}$ Soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

➤ **Calcul a l'ELS**

• **Vérification de la contrainte dans le béton**

$M_{ser} = \frac{q_{ser} \times l^2}{8} = \frac{11.85 \times 3.1^2}{8} = 14.23 \text{ KN.m}$

$M_t = 0.85 M_s = 12.09 \text{ KN.m}$

$M_a = 0.3 \times M_s = 4.269 \text{ K}$

Tableau III.33. Vérification de la contrainte dans le béton.

Sens	Mser (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	obs
Travées	12.09	6.68	14402.1	5.61	15	vérifiée
Appuis	4.269	4.14	5715.01	3.095	15	vérifiée

• **Evaluation de la flèche**

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \rightarrow \text{vérifiée}$

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{20 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \rightarrow \text{vérifiée}$

- $\frac{A}{b \times d} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \rightarrow \text{vérifiée}$

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

- Schéma de ferrailage de la poutre chaînage

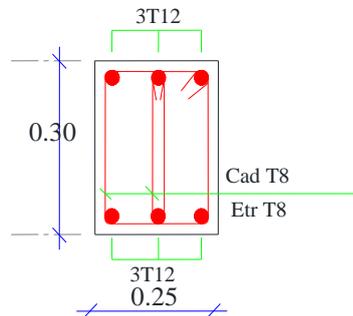


Figure.III.12: Schéma de ferrailage de la poutre chaînage.

III.4.Calcul de l'acrotère

C'est un élément en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse.

III.4.1.Hypothèse de calcul

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

III.4.2. Evaluation des charges et surcharges

➤ Verticales

Tableau III.34. Charges et surcharges.

Surface (m ²)	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.75	2.635	1

➤ Horizontales : (dues au séisme).

D'après le RPA99, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p$$

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du RPA99 pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (TAB. 6.1 du RPA99).

W_p : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.
 - Zone II_a (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \text{ Donc } :F_p = \\ C_p = 0,8. \\ W_p = 2,635KN / ml. \end{cases}$$

Donc :Fp= 4*0.15*0.8*2.635 = 1.2648 KN

NB : La section de calcul en flexion composée sera de (100*10) cm², car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III.4.3. Calcul des sollicitations

a) **Calcul du centre de pression :**

$$x_c = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i}, y_c = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i}$$

Tel que :

$$\sum A_i = S$$

$$x_c = \frac{0.6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,1 \times 0,1 \times (0,1 + 0,1/2) + 0,5 * 0,1 * 0,1 * (0,1 + 0,1/3)}{0.075}$$

$$x_c = 0,068m$$

$$y_c = 0,33m$$

Sollicitation sur l'acrotère.

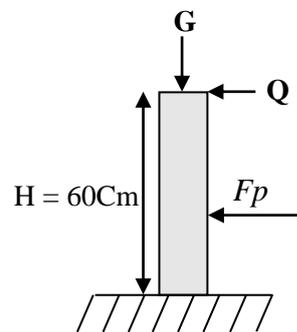
b) **Moment engendré par les efforts normaux**

$$N_G = 2.635KN / ml \Rightarrow M_G = 0.$$

$$Q = 1KN / ml \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.6 \Rightarrow M_Q = 0.6KN.m.$$

$$F_p = 1.2648KN \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_c = 1.2648 \times 0,33$$

$$\Rightarrow M_{F_p} = 0.417KN.m.$$



NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

Tableau III.35. Différentes combinaisons à utiliser.

Sollicitation	Combinaison		
	RPA99	ELU	ELS
	G+Q+E	1,35×G + 1,5×Q	G+Q
N (KN)	2.635	3.55	2.635
M (KN)	1.017	0.9	0.6

c) Calcul de l'excentricité

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{3.55} = 0,25m$$

$$\frac{H}{6} = 0.1m$$

} → $e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow$ La section est partiellement comprimée.

$e_2 = e_1 + e_a$ tel que:

e_a : Excentricité additionnelle.

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelle).

$$e_a = \max(2cm; \frac{H}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$$

d'où : $e_2 = 0,25 + 0.02 = 0.27m$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$$e_3 = \frac{3 \times I_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \dots\dots\dots \text{BAEL91}$$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

h : La hauteur de la section qui égale à 10 cm.

L_f : Longueur de flambement qui égale à $2 \times l_0$.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.86cm.$$

d'où : $e_t = e_2 + e_3 = 27 + 0.86 = 27.86cm.$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$N_U = 3.55KN$ et $M_U = N_U \times e_t = 3.55 \times 0,2786 = 0.98 KN.$

III.4.4. Ferrailage de l'acrotère

a) à l'ELU :

$h = 10 \text{ cm}; d = 8 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm};$

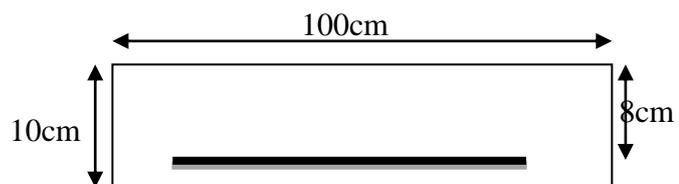


Figure III.13: Section à ferrailer.

Le ferrailage est calculé à l'ELU, puis

la vérification des contraintes se feront à l'ELS.

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

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

$$M_f = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0,98 + 3,55 \times \left(0,08 - \frac{0,1}{2}\right) = 1,08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_f}{b \times d^2 \times \sigma_{bc}} = \frac{1,08 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08^2 \times 14,2} = 0,012 < \mu_l = 0,392 \text{ d'où : } A's = 0.$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}}}{0,8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,00146}}{0,8} = 0,015$$

$$z = d \times (1 - 0,4 \times \alpha) = 0,13 \times (1 - 0,4 \times 0,0202) = 0,079$$

$$A_l = \frac{M_f}{z \times \sigma_s} = \frac{1,08 \times 10^{-3}}{0,079 \times 348} = 0,39 \text{ cm}^2$$

Donc, la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A_l - \frac{N_u}{\sigma_{st}} = 0,39 \times 10^{-4} - \frac{3,55 \times 10^{-3}}{348} = 0,28 \text{ cm}^2$$

- **condition de non fragilité**

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1 \times 0,08 \times \frac{2,1}{400} = 0,97 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Armatures de répartition**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ Ø6} = 1,13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- **Espacement**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 100/4 = 25 \text{ cm} \rightarrow$ on adopte $S_t = 25 \text{ cm}$.

- **Vérification au cisaillement**

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

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

$$V_u = F_p + Q = 1,26 + 1 \Rightarrow V_u = 2,26 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2,26 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,02825 \text{ Mpa.}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow$ Pas de risque de cisaillement

- **Vérification de l'adhérence**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \quad \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0.8 = 10.048 \text{ cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.26}{0.9 \times 0.08 \times 10.048 \times 10^{-2}} = 0.312 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.23 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

b) vérification à l'ELS

$d = 0.08 \text{ m}$; $N_{ser} = 2.635 \text{ KN}$; $M_{ser} = 0.6 \text{ KN}$ $\eta = 1.6$ pour les HA (haute adhérence)

- **vérification des contraintes**

Le béton : $\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \times y}{\mu_t} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa.}$

L'acier : $\sigma_s = 15 \frac{N_{ser}}{\mu_t} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \bar{\sigma}_{st} \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right) = 240 \text{ Mpa.}$

- **Calcul de l'excentricité**

$$e_G = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \Rightarrow e_G = \frac{0.6}{2.635} = 0.22 \text{ m}$$

$e_G > \frac{H}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m}$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section et l'effort normal N_{ser} est un effort de compression, donc la section est partiellement comprimée.

- **Position du centre de poussée**

$$y_{ser} = y_c + c$$

$$C = d - e_G \Rightarrow C = 0.08 - 0.22 = -0.14 \text{ m}$$

Le calcul de y_c revient à résoudre l'équation suivante :

$$y_c^3 + p \times y_c + q = 0$$

$$p = -3 \times c^2 + \frac{(d-c) \times 6 \times n \times A_s}{b} = -3 \times (-0.14)^2 + \frac{(0.08 + 0.14) \times 6 \times 15 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1}$$

$$\Rightarrow p = -0.054 \text{ m}^2$$

III.5. Etude de l'ascenseur

C'est un appareil au moyen duquel on élève ou on descend des personnes aux différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique.

Dans notre structure on utilise un ascenseur pour huit (08) personnes dont les caractéristiques sont les suivantes :

- L_y : Longueur de l'ascenseur=178cm.
- L_x : Largeur de l'ascenseur=170cm.
- F_c : Charge due à la cuvette = 145KN.
- P_m : Charge due à l'ascenseur = 15KN.
- D_m : Charge due à la salle des machines = 51KN.
- La charge nominale est de 630 kg.
- La vitesse $V = 1\text{m/s}$.

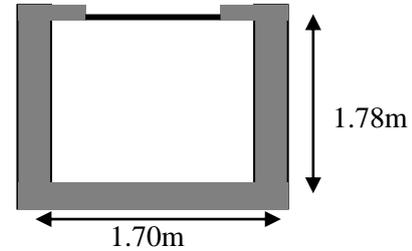


Figure III.15 : Cage d'ascenseur.

$$\text{Donc : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 15 + 51 + 6.3 = 72.3\text{KN}.$$

III.5.1. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle du local des machines doit être dimensionnée pour reprendre des charges importantes

On a $l_x = 1.70\text{m}$ et $l_y = 1.78\text{m}$ donc une surface

$$S = 1.70 \times 1.78 = 3.026\text{m}^2. \quad \rho > 0.4 \Rightarrow \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_y}{40} \Rightarrow 3.77\text{cm} \leq e \leq 4.25\text{cm}$$

$$e \geq 11\text{cm} \rightarrow 2H \text{ de coupe-feu}$$

$$e \geq 13\text{cm} \rightarrow \text{isolation phonique}$$

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

III.5.1.1. Evaluation des charges et surcharges

$$G_1 = 25 \times 0.15 = 3.75\text{KN/m}^2$$

Poids de la dalle en béton armé.

$$G_2 = 20 \times 0.03 = 0.6\text{KN/m}^2$$

Poids du mortier de pose de 3cm.

$$G_3 = 0.1\text{KN/m}^2$$

Poids de l'isolant thermique.

$$G_4 = 22 \times 0.03 = 0.66\text{KN/m}^2$$

Poids de la forme de pente méta chape.

$$G_5 = 22 \times 0.02 = 0.44\text{KN/m}^2$$

Poids du revêtement dallage colle.

$$G' = 5.55\text{KN/m}^2.$$

Somme de G_1, G_2, \dots, G_5 .

$$G'' = \frac{F_c}{S} = \frac{145}{1.7 \times 1.78} = 47.91\text{N/m}^2.$$

Poids de la machine.

$$G_{totale} = G' + G'' = 53.46 \text{KN} / \text{m}^2.$$

$$Q = 1 \text{KN} / \text{m}^2.$$

III.5.1.2. Cas d'une charge répartie

III.5.1.2.1. Calcul des sollicitations

A l'ELU : $q_u = 1.35 \times G_{totale} + 1.5 \times Q = 73.67 \text{KN} / \text{m}^2.$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0.95 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0410 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

Sens x-x' : $M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 8.72 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 7.74 \text{KN.m}$

III.5.1.2.2. Calcul du moment réel

- En travée :

Sens x-x' : $M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 7.41 \text{KN.m}$

Sens y-y' : $M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 6.58 \text{KN.m}$

- En appui :

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -2.616 \text{KN.m}$$

$$\text{On vérifie que : } \begin{cases} M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq 1.25 \times M_0 \Rightarrow 10.09 \approx 10.09 \\ M_g = 0.3 \times M_0 = 2.616 \text{KN.m} \\ M_d = 0.5 \times M_0 = 4.36 \text{KN.m} \\ M_t = 0.85 \times M_0 = 7.41 \text{KN.m} \end{cases} \quad \text{La condition est vérifiée.}$$

III.5.1.2.3. Calcul du ferrailage

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 15cm d'épaisseur à la flexion simple avec $d_x \approx d_y = 13 \text{cm}$.

Tableau III.36. ferrailage de la dalle d'ascenseur.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)
Travée	x-x	7.41	0,03	0,039	0,12	1,66
	y-y	6.58	0,027	0,034	0,12	1.47
appui	y-y	-2,616	0,011	0,014	0,1292	0,58

• **Vérification à l'ELU**

- **Vérification de l'effort tranchant**

$$FPN \Rightarrow \begin{cases} \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5MPa \right] = 3.33MPa \\ S_{tx} \leq \min(3e; 33cm) \Rightarrow S_{tx} \leq 33cm \\ S_{ty} \leq \min(4e; 45cm) \Rightarrow S_{ty} \leq 45cm \end{cases}$$

$$\tau^{lim} = \frac{0.07f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16MPa$$

Tableau III.37. Vérification de l'effort tranchant

V _u (KN)	τ _u (Mpa)	τ ^{lim} (Mpa)	observation	τ _{adm} (Mpa)	observation
44.45	0.34	1.16	A _t . sont pas nécessaire	3.33	Vérifier

• Condition de non fragilité

On calcule A_{min} : On a des HA f_cE400 ⇒ ρ₀ = 0.0008 e = 15 cm; b = 100 cm; ρ = 0.95

Tableau III.38. vérification de la section d'acier.

Sens	A _{min} (cm ² /ml)	S _t (cm)	A _t ^y	A _t ^x / 4	A _{adop} (cm ² /ml)
x-x	1.23	25	1.2 > 0.30		en travée et en appui: A _t ^x = 4HA8 = 2.01cm
y-y	1.2	25			en travée et en appui: A _t ^y = 4HA8 = 2.01cm

• **Vérification a l'ELS**

q_{ser} = G_{totale} + Q = 53.46 + 1 = 54.46KN / m²

ν = 0.2

Sens x-x' : M₀^x = μ_x × q_{ser} × l_x² ⇒ M₀^x = 7.60KNm

Sens y-y' : M₀^y = μ_y × M₀^x ⇒ M₀^y = 7.01KNm

Sens x-x' : M_t^x = 0.85 × M₀^x = 6,46KNm

Sens y-y' : M_t^y = 0.85 × M₀^y = 5.95KNm

On a une fissuration Peut nuisible ⇒ vérification de la contrainte de béton comprimé.

• **Etat limite de compression du béton**

A_x = 2.01cm², b = 100 cm, d = 13cm

On trouve : y = 2.51cm, I = 3648.98cm⁴

Travée : Sens x-x' :

$$\sigma_{bc} = 4.4MPa < 15MPa$$

Appuis : $\sigma_{bc} = 2.61MPa < 15MPa$

Sens y-y' :

$$\sigma_{bc} = 4.09MPa < 15MPa$$

• **Vérification de la flèche**

On doit vérifier les deux conditions suivantes

Selon x-x' :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max \left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{ox}} \right) l_x \\ A_x \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 0.15 \geq 0.0424 \\ 3.14 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} \end{array} \right.$$

Les deux conditions son vérifier, donc le calcul de la flèche est inutile.

III.5.1.3.Cas d'une charge concentrée

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur une aire $a_0 \times b_0$, elle agit uniformément sur une aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de la vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimensions suivant le sens x-x'.

l_y et a_0 : Dimensions suivant le sens y-y'.

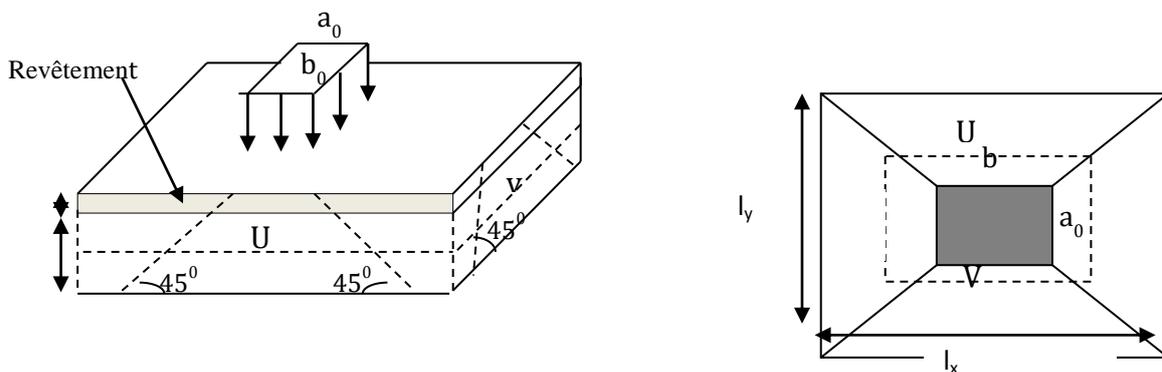


Figure III.16 : Schéma représentant la surface d'impact.

$$\text{On a une vitesse : } V = 1m/s \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80cm \\ b_0 = 80cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \xi \times h_1. \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_1 = 4cm \Rightarrow \xi = 1$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 4 = 108 \text{ cm.} \end{cases}$$

III.5.1.3.1. Evaluation des moments M_x et M_y du système de levage

a) Calcul à l'ELU :

• Calcul des sollicitations

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times (M_1 + \nu \times M_2). \\ M_{y1} = Q_u \times (M_2 + \nu \times M_1). \end{cases} \quad \text{Avec : Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 \rightarrow \text{ELU} \\ \nu = 0.2 \rightarrow \text{ELS} \end{cases}$$

$$\text{On a : } g = D_m + P_m + P_{\text{personnes}} = 51 + 15 + 6.3 = 72.3 \text{ KN}$$

$$Q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 72.3 \Rightarrow Q_u = 97.605 \text{ KN}$$

Les moments M_1 et M_2 sont donnés en fonction de :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} ; \quad \frac{u}{l_x} ; \quad \frac{v}{l_y} ; \quad \rho = 0.93 ; \quad \frac{u}{l_x} = \frac{108}{170} = 0.63 ; \quad \frac{v}{l_y} = \frac{108}{178} = 0.6$$

En utilisant l'abaque de **Piguaut** on obtient :

$$M_1 = 0.085 ; \quad M_2 = 0.067$$

- Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage :

$$\begin{cases} M_{x1} = Q_u \times M_1 \\ M_{y1} = Q_u \times M_2 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 97.605 \times 0.085 = 8.29 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = 97.605 \times 0.067 = 6.53 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- Evaluation des moments dus au poids propres de la dalle à l'ELU :

$$\rho = 0.95 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.041 \\ \mu_y = 0.8875 \end{cases}$$

$$q_u = 1.35 G + 1.5 Q$$

$$q_u = 1.35 \times 5.5 + 1.5 \times 1 = 8.925 \text{ KN/ml.}$$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 1.05 \text{ KNm}$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.93 \text{ KNm}$$

- Superposition des moments
- Les moments agissant sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 9.34 \text{ KNm} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.46 \text{ KNm} \end{cases}$$

- **Ferraillage :**

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x \approx d_y = 13\text{cm}$ et

En travée : $M_t^x = 0.85 \times 9.34 = 7.93\text{KN.m}$

$$M_t^y = 0.85 \times 7.46 = 6.34\text{KN.m}$$

En appuis : $M_a^y = M_a^x = -0.3 \times 9.34 = -2.80\text{KNm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III .39. La section d'armature.

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm ² /ml)	A_a calculé (cm ² /ml)
Sens x-x'	7,93	2,8	0,62	0,62
Sens y-y'	6,34	2,8	1,42	0,62

- **Vérification a l'ELU :** On a un chargement concentré et FPN

Tableau III .40. Vérification de la section d'acier.

Sens	A_{\min} (cm ² /ml)	S_t (cm)	A_t^y	$A_t^x / 4$	A_{adop} (cm ² /ml)
x-x	1.23	20	1.2	> 0.307	en travée et en appui: $A_t^x = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$
y-y	1.2	20			en travée et en appui: $A_t^y = 4T10 = 3.14\text{cm}^2$

- **Vérification au poinçonnement**

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times e \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : Q_u : Charge de calcul à l'état limite.

e : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

$$U_c = 2 \times (u + v) = 2 \times (108 + 108)$$

$$U_c = 432\text{cm.}$$

$$Q_u = 97.60\text{KN}; \gamma_b = 1.5$$

Après calcul on constate que $97.60\text{KN} \leq 486\text{KN}$

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

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

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 2.5MPa$$

On a $v = u \Rightarrow$ au milieu de $u : V_u = \frac{Q_u}{3 \times v} = 30.12KN$

$$\tau_u = 0.23MPa \leq \bar{\tau}_u = 3.33MPa \dots\dots\dots C'est vérifié.$$

Diamètre maximum des barres $\varphi_{\max} < \frac{h}{10} = 15mm.$
 $\varphi_{\max} = 10mm < 15mm.$

a) Calcul à l'ELS

Les moments engendrés par le système de levage: $q_{ser} = g = 72.3KN$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \times (M_1 + v \times M_2) = 7.11KNm. \\ M_{y1} = q_{ser} \times (M_2 + v \times M_1) = 6.07KNm. \end{cases}$$

Les moments dus au poids propre de la dalle : $q_{ser} = 5.5 + 1 = 6.5KN$

$$M_{x2} = \mu_x \times q_{ser} \times l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.90KNm$$

$$M_{y2} = \mu_y \times M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.83KNm$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle

$$\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \times 8.01 = 6.80KN.m \\ M_{ty} = 0.85 \times 6.9 = 5.86KN.m \\ M_{ax} = 0.3 \times 8.01 = 2.4KN.m \end{cases}$$

• **Vérification des contraintes**

On a une fissuration peu préjudiciable \Rightarrow vérification de la contrainte de béton comprimé

Le calcul de se fera pour une bande de 1m de longueur et en prenant $d_x = d_y = 13cm$ et

Les résultats sont résumés dans le suivant

Tableau III .41. Résultat des calculs.

	M_t(KN.m)	M_a(KN.m)	A_t adopté (cm²/ml)	Y(cm)	I(cm⁴)
Sens x-x'	6.8	2.4	4T10=3.14	3.05	5608,7
Sens y-y'	5.86	2.4	4T10=3.14	3.05	5608,7

En travée

Sens x-x' : $\sigma_{bc} = 3,69MPa < 15MPa$

Sens y-y' : $\sigma_{bc} = 3,18MPa < 15MPa$

En appuis $\sigma_{bc} = 1,3MPa < 15MPa$

- **Vérification de la flèche :**

On doit vérifier les deux conditions suivantes

Selon x-x' :

$$\left\{ \begin{array}{l} e \geq \max\left(\frac{3}{80}; \frac{M_{tx}}{20M_{ox}}\right) l_x \\ A_x \leq \frac{2bd_x}{f_e} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} e = 0.15 \geq 0.0424 \\ 3.14 \times 10^{-4} \leq \frac{2 \times 1 \times 0.13}{400} = 6.5 \times 10^{-4} \end{array} \right.$$

Les deux conditions sont vérifiées Donc le calcul de la flèche est inutile.

- ❖ **Schéma de ferrailage**

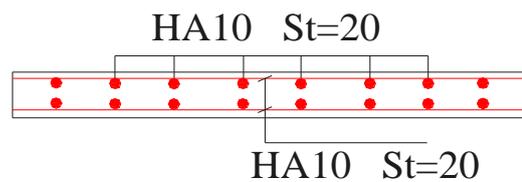


Figure III.17 : Schéma de ferrailage de la dalle d'ascenseur

Chapitre IV

Étude dynamique

Le séisme est un phénomène naturel, qui correspond à un mouvement du sol libérant une énergie de déformation importante. Il peut causer d'importants dégâts ou la ruine des constructions selon son intensité.

Alors les constructions se comportent comme une console, encastrées à la base lors des sollicitations sismique, qui s'applique comme une force d'inertie horizontale sur le plancher avec la transmission des efforts par des éléments verticaux jusqu'aux fondations.

Selon le **RPA99/** version 2003, tout ouvrage dépassant quatre (4) niveaux ou (17m) de hauteur dans la zone IIa, devra être contreventée par des voiles, c'est le cas de notre structure en se référant à l'article **(3.4.A.1.a) du RPA99/** version 2003, la structure sera mixte (voiles portiques), par conséquent elle présente un aspect intéressant du point de vue économique.

IV.1. Méthodes de calcul

Le règlement parasismique algérien (RPA99) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

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

IV.1.1.La méthode statique équivalente

Principe de la méthode :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de force statique fictive dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Condition d'application de la méthode

D'après le **RPA 99 (Art 4.1.2)**, les conditions d'applications de la méthode statique sont :

- le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus de 65m en zone I et II et de 30m en zone III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant autres les conditions de hauteur énoncées en haut.

➤ Calcul de la force sismique totale

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

$$V = \frac{A * D * Q}{R} * W \quad (\text{RPA99 Art 4.2.3})$$

Avec :

- ✓ **A** : coefficient d'accélération de la zone. Suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment. **RPA99 (Tableau 4.1)**
 - Groupe d'usage : groupe 2
 - Zone sismique : zone IIa $\Rightarrow A = 0.15$

✓ **R** : Coefficient de comportement global de la structure, il est fonction du système de contreventement. **RPA99 (Tableau 4.3)**

Dans le cas de notre projet, on adopte pour un système de contreventement mixte portiques-voiles avec justification de l'interaction, donc : $R=5$

✓ **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 * \eta & \dots\dots\dots 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & \dots\dots\dots T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec (RPA99 Art 4.2.3)} \\ 2.5 * \eta * \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} * \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & \dots\dots\dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

Avec :

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site et donnée par le RPA99. Tableau 4.7

$$\text{Dans notre cas le sol est meuble (Site } S_3) \Rightarrow \begin{cases} T_1 = 0,15 \text{ s} \\ T_2 = 0,5 \text{ s} \end{cases}$$

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7 \text{ (RPA99 Art 4.2.3)}$$

ξ (%) : pourcentage de l'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de la structure et de l'importance des remplissages. (RPA99. tableau 4.2)

Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne: $\xi = 8.5\%$

$$\Rightarrow \eta = \sqrt{\frac{7}{2 + 8,5}} = 0,82$$

T : période fondamentale de la structure donnée par les deux formules empiriques suivantes :

$$T = \min \begin{cases} T_1 = C_T * (h_N)^{3/4} \\ T_2 = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}} \end{cases} \quad \text{(RPA99 art 4.2.4)}$$

Avec :

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

$h_N = 28.39 \text{ m}$

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

$$\Rightarrow C_T = 0,05 \quad (\text{tableau 4.6 du RPA 99/2003})$$

$$T_1 = 0,61 \text{ sec}$$

L : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul

$$\text{considérée.} \begin{cases} L_x = 15,4 \text{ m} \\ L_y = 25,55 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_{2x} = 0,65 \text{ sec} \\ T_{2y} = 0,50 \text{ sec} \end{cases}$$

Donc la période fondamentale statique majorée de 30 % est :

$$T_x = 1,3 \times \min(0,61 ; 0,65) = 0,79 \text{ s}$$

$$T_y = 1,3 \times \min(0,61 ; 0,5) = 0,65 \text{ s}$$

• Calcul de D

$$D_x = 2,5 * \eta * \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \quad \text{car } 0,5 \leq T \leq 3 \text{ sec}$$

$$D_y = 2,5 * \eta \quad \text{car } 0 \leq T \leq 0,5 \text{ sec}$$

$$D_x = 2,5 * 0,82 * (0,5 / 0,65)^{\frac{2}{3}} = 1,72$$

$$D_y = 2,5 * 0,82 = 2,05$$

✓ **Q** : Facteur de qualité.

Le valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^6 Pq \quad \text{RPA99 (Formule 4.4)}$$

Pq : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q est satisfait ou non.

Les valeurs à retenir sont dans le tableau suivant :

Tableau IV.1: Valeurs des pénalités Pq

Critère Q	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Observé	P_q	Observé	P_q
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	NON	0.05	NON	0.05
2- Redondance en plan	NON	0.05	NON	0.05
3- Régularité en plan	NON	0.05	NON	0.05
4- Régularité en élévation	NON	0.05	NON	0.05
5- Contrôle de qualité des matériaux	OUI	0	OUI	0
6- Contrôles d'exécution	OUI	0	OUI	0
Total	$Q_x = 1,20$		$Q_y = 1,20$	

- ✓ **W** : Poids total de la structure. La valeur de **W** comprend la totalité des charges permanentes pour les bâtiments d'habitation. Il est égal à la somme des poids W_i ; calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec } W_i = W_{Gi} + \beta \times W_{Qi} \quad \text{RPA99 (Formule 4.5)}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires à la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, il est fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Concernant notre projet on a un seul niveau à usage commercial, donc un coefficient de pondération $\beta = 0.60$; et des appartements à usage d'habitation donc un coefficient de pondération $\beta = 0.20$.

$$W = \sum_{i=1}^n W_i = 26581.729 \text{ KN}$$

La force sismique totale à la base de la structure est : $V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.72 \times 1.2}{5} \times 26581.729 = 1645.94 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 2.05 \times 1.2}{5} \times 26581.729 = 1961.73 \text{ KN}$$

IV.1.2. Méthode dynamique modale spectrale

A. Par Accélérogrammes :

Cette méthode peut être utilisée au cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant le choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

B. Méthode spectrale modale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Puisque notre structure est irrégulière la méthode dynamique s'impose.

B.1. Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

B.2. Les hypothèses

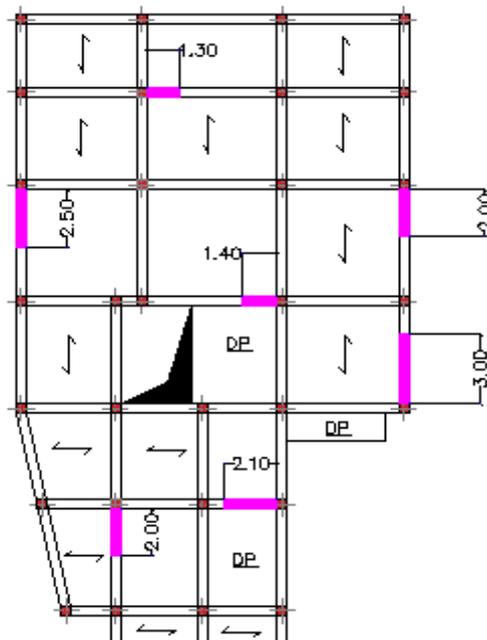
1. Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maitres).
2. Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
3. Les planchers et les fondations doivent être rigides dans leurs plans.
4. Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure.

Pour l'application de la méthode dynamique modale spectrale on utilise un logiciel d'analyse qui est le SAP 2000 Version14.2.2

IV.2. Disposition des voiles :

Après plusieurs essais de disposition des voiles, et de modification des sections des poteaux, ainsi que l'épaisseur de voile on a retenu la disposition représentée ci-dessous.

Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier mode et répondre favorablement aux conditions du **RPA99 /2003**.



FigureIV-1 : Disposition des voiles

IV.3. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique

IV.3.1. Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99l'article 4.3.4 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2: Période de vibration et taux de participation massique

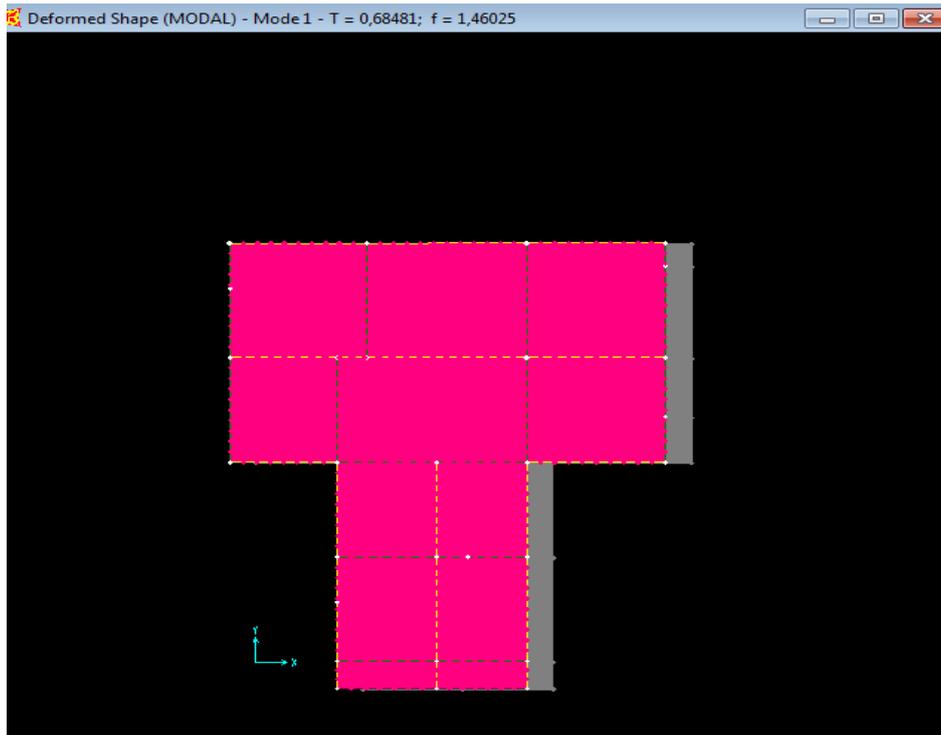
Mode	période	Mode individuel(%)			Somme cumulée(%)		
	T(s)	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0,684813	0,76105	0,00177	0,00000209	0,76105	0,00177	0,00000209
2	0,625908	0,00205	0,7311	0,000005758	0,7631	0,73287	0,000007848
3	0,584554	0,00029	2,642E-07	0,000001704	0,7634	0,73287	0,000009552
4	0,225039	0,11639	0,00069	3,186E-07	0,87979	0,73356	0,000009871
5	0,201435	0,00046	0,12984	0,00003749	0,88025	0,8634	0,00004736
6	0,189962	0,00646	0,00033	0,00002013	0,88671	0,86373	0,0000675
7	0,129435	0,04221	0,00017	0,00002182	0,92892	0,8639	0,00008931
8	0,107622	0,00004929	0,06032	0,000008107	0,92897	0,92422	0,00009742
9	0,10128	0,00848	0,00171	0,000001541	0,93745	0,92593	0,00009896
10	0,085719	0,02437	0,000005777	0,00504	0,96182	0,92594	0,00514
11	0,084257	0,00047	0,00026	0,23734	0,9623	0,9262	0,24248
12	0,074218	6,913E-08	0,00002233	0,26973	0,9623	0,92622	0,51221

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que les exigences du RPA sont vérifiées à partir de mode 7.

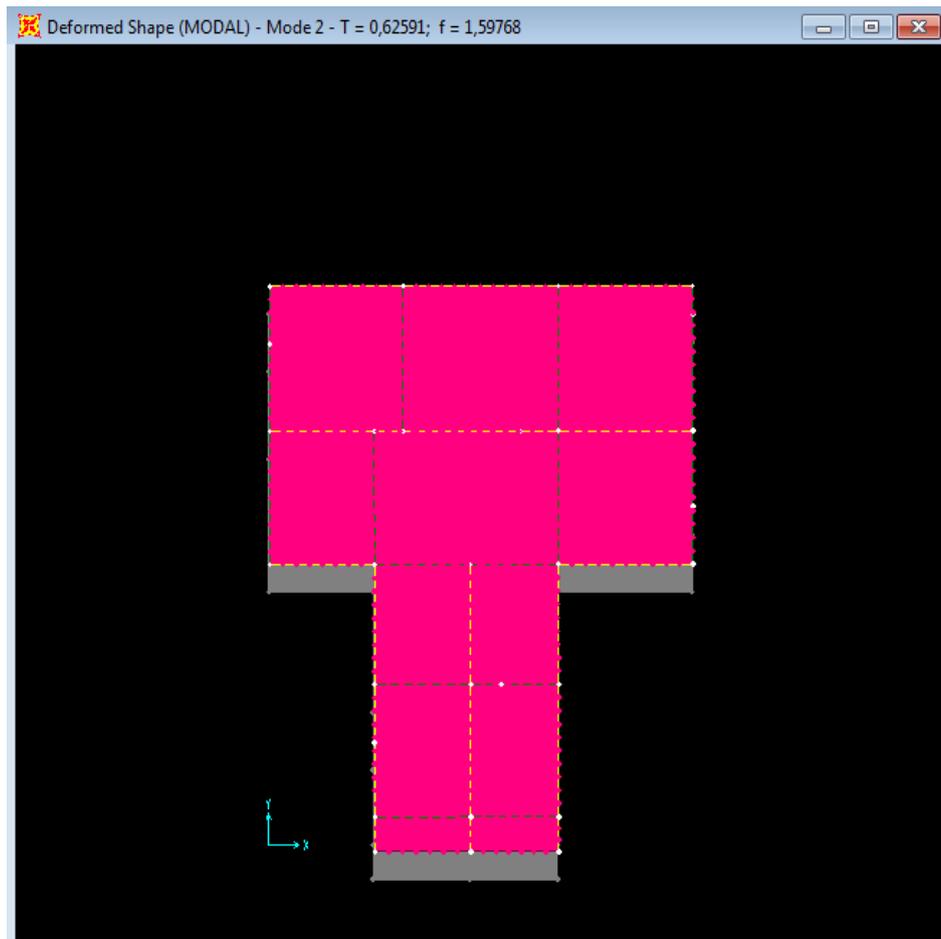
Analyse des résultats :

La participation modale du 1ere mode suivant le sens X est prépondérante, ce qui donne un mode de translation suivant le sens X tel que montré sur la figure IV-3. et on constate que le 2eme est aussi un mode de translation suivant Y tel que montré sur la figure IV-4. et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV-5.

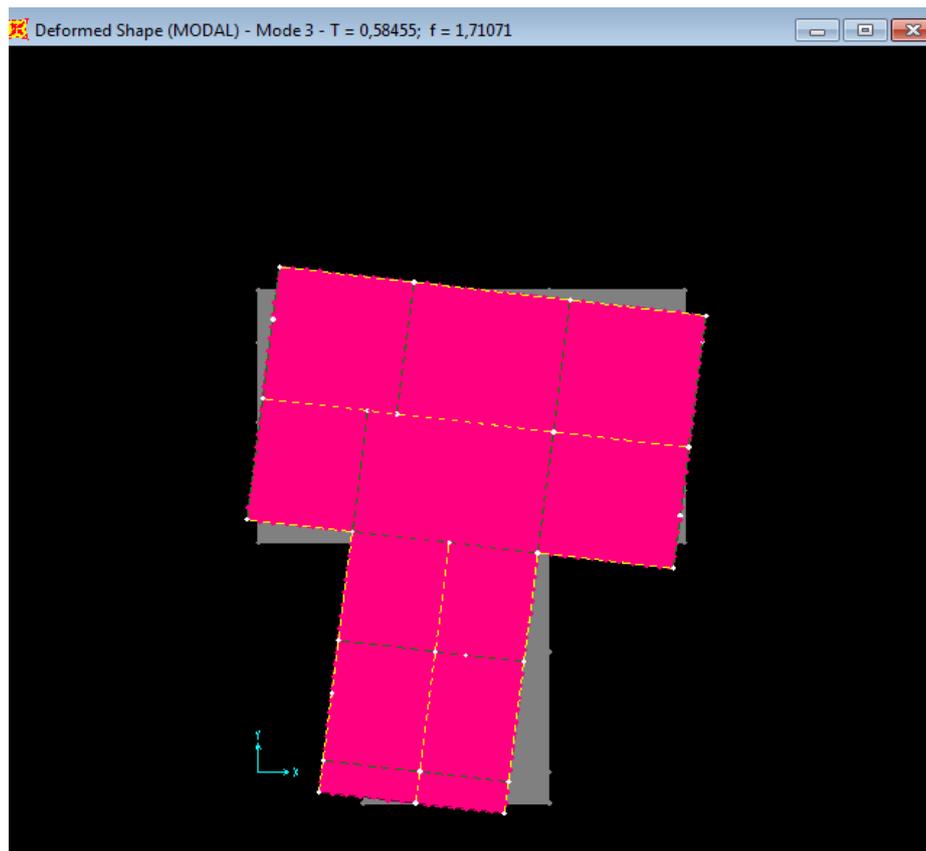
Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.



FigureIV-2:1er Mode de vibration (T=0.68481s translation suivant X)



FigureIV-3:2eme Mode de vibration (T=0.62591s translation suivant Y)



FigureIV-4:3eme Mode de vibration (T=0.58455s rotation autour de L'Axe Z)

IV.3.2. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble **due au séisme**, le RPA (article 7.4.3.1) exige que l'effort normal de compression de calcul soit limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30 \Rightarrow N_d \leq 0,3 \times B_c \times f_{c28} \quad \text{Avec :}$$

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de poteau.

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton.

Il est à noter que les sections des poteaux ont été augmentées pour tous les niveaux. Ceci a été fait dans le but de vérifier l'effort normal réduit et l'interaction voile-portique exigée par le RPA.

Le tableau ci-dessous présente la vérification de l'effort normale réduit dans le poteau le plus sollicité.

Tableau IV.3: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	N _d (KN)	B _c (cm ²)	combinaisons	N	Condition
RDC+E1	2335.766	60*55	G+Q+EY	0.283	vérifier
E2+E3+E4	1744.028	55*55	G+Q+EY	0.230	vérifier
E5+E6+E7	937.711	55*50	G+Q+EY	0.136	vérifier
E8	224.686	50*45	G+Q+EY	0.039	vérifier

IV.3.3. Vérification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux. Selon le RPA (art 3.4.4.a), l'interaction est vérifiée si les deux conditions suivantes sont satisfaites :

- Les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.
- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

- **Sous charges verticales**

Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.

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

Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.

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

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau IV.4: Vérification de l'interaction sous charges verticale.

Niveaux	Charge reprise (KN)		Pourcentage reprise(%)	
	portiques	voiles	portiques	voiles
RDC	25988,299	3543,05	88,00241059	11,99758941
E1	20871,961	4608,13	81,91478202	18,08521798
E2	17961,165	4048,088	81,60733579	18,39266421
E3	15081,996	3504,251	81,14600005	18,85399995
E4	12284,711	2878,384	81,0171736	18,9828264
E5	9463,192	2275,915	80,61253722	19,38746278
E6	6765,533	1604,8	80,82752502	19,17247498
E7	4142,623	974,215	80,96060497	19,03939503
E8	1758,31	517,742	77,25262867	22,74737133

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges verticales est vérifiée.

Ces résultats sont obtenus après redimensionnement des sections des poteaux et l'épaisseur des voiles comme suit :

Etages	Poteaux (cm ²)	Voiles (cm)
RDC	55*60	20
1 ^{er}	55*60	15
2 ^{eme} + 3 ^{eme} + 4 ^{eme}	55*55	15
5 ^{eme} + 6 ^{eme} + 7 ^{eme}	55*50	15
8 ^{eme} étage	50*45	15

- **Sous charges horizontales**

Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.

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

Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.

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

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.5: Vérification de l'interaction sous charges horizontale.

Niveaux	Sens X-X				Sens Y-Y			
	Portiques	voiles	P(%)	V(%)	Portiques	voiles	P(%)	V(%)
	(KN)	(KN)			(KN)	(KN)		
RDC	856,851	394,445	68,47708296	31,52291704	765,235	680,241	52,94000039	47,05999961
E1	823,285	437,474	65,30074344	34,69925656	766,436	711,621	51,85429249	48,14570751
E2	788,466	375,402	67,74531132	32,25468868	771,78	616,911	55,57607848	44,42392152
E3	751,937	307,327	70,98674174	29,01325826	781,525	489,909	61,46799598	38,53200402
E4	684,983	243,965	73,73749661	26,26250339	742,85	383,37	65,95958161	34,04041839
E5	551,373	221,705	71,32178124	28,67821876	665,373	280,532	70,34247625	29,65752375
E6	462,236	133,868	77,54284487	22,45715513	603,416	130	82,27472539	17,72527461
E7	317,452	68,935	82,15907885	17,84092115	411,61	90,735	81,93771213	18,06228787
E8	226,645	35,444	86,47634964	13,52365036	241,299	66,338	78,43627392	21,56372608

On remarque que l'interaction portique-voiles sous charges horizontales est vérifiée dans tous les étages.

IV.3.4. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, la résultante des forces sismiques à la base V_{dy} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} ,

Tableau IV.6: Vérification de l'effort tranchant à la base

force sismique	Vstatique(KN)	0.8Vstatique(KN)	Vdynamique(KN)	Observation
Sens x-x	1645.94	1316.752	1535.5	Vérifiée
Sens y-y	1961.73	1569.384	1576.053	vérifiée

IV.3.5. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 (Article 4.4.3)}$$

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces F_i

R : Coefficient de comportement ($R=5$).

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Le RPA exige que le déplacement relatif soit inférieur à 1% de la hauteur de l'étage, C.à.d. :

$$\Delta_k < 1\% \times h_e \quad \text{RPA (article 5.10)} \quad h_e : \text{Étant la hauteur de l'étage.}$$

Les résultats sont présentés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau IV.7 : Vérification des déplacements dans le sens X et Y.

Niveau	sens X-X					
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k/h_k (%)
3.91	0,0012	0,006	0	0,006	3.91	0,001534527
6.97	0,0028	0,014	0,006	0,008	3.06	0,002614379
10.03	0,0045	0,0225	0,014	0,0085	3.06	0,002777778
13.09	0,0062	0,031	0,0225	0,0085	3.06	0,002777778
16.15	0,0078	0,039	0,031	0,008	3.06	0,002614379
19.21	0,0092	0,046	0,039	0,007	3.06	0,002287582
22.27	0,0103	0,0515	0,046	0,0055	3.06	0,001797386
25.33	0,0113	0,0565	0,0515	0,005	3.06	0,001633987
28.39	0,0121	0,0605	0,0565	0,004	3.06	0,00130719

Niveau	sens Y-Y					
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k/h_k (%)
3.91	0,0008	0,004	0	0,004	3.91	0,001023018
6.97	0,002	0,01	0,004	0,006	3.06	0,001960784
10.03	0,0034	0,017	0,01	0,007	3.06	0,002287582
13.09	0,0049	0,0245	0,017	0,0075	3.06	0,00245098
16.15	0,0064	0,032	0,0245	0,0075	3.06	0,00245098
19.21	0,0078	0,039	0,032	0,007	3.06	0,002287582
22.27	0,0091	0,0455	0,039	0,0065	3.06	0,002124183
25.33	0,0102	0,051	0,0455	0,0055	3.06	0,001797386
28.39	0,0112	0,056	0,051	0,005	3.06	0,001633987

D'après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

$$\text{Sens}(x) : \Delta_{k \max} = 0,85 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

$$\text{Sens}(y) : \Delta_{k \max} = 0.75 \text{ cm} < 1\% \times h_e = 3.06 \text{ cm}$$

IV.3.6. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ

L'effet P- Δ (effet de second ordre) est l'effet dû aux charges verticales après déplacement. Il est peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_k} \leq 0,1 \quad \text{RPA99/2003 (Article 5.9)}$$

Tel que :

p_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitations associées au-dessus du niveau « k » ; avec :

$$p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».

h_k : Hauteur de l'étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l'effet P- Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculée au moyens d'une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1-\theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.8 : Vérification à L'effet P- Δ .

Niveau	hk(m)	Pk(KN)	sens X-X			sens Y-Y		
			Δ_k (m)	Vk(KN)	θ_k	Δ_k (m)	Vk(KN)	θ_k
1	3.91	26171,89	0,006	1251,296	0,032095897	0,0045	1445,476	0,020838188
2	3.06	22527,832	0,008	1260,759	0,046714949	0,0065	1478,057	0,032375773
3	3.06	19467,618	0,0085	1163,868	0,046462929	0,0075	1388,691	0,034359516
4	3.06	16455,73	0,0085	1059,264	0,043152945	0,0075	1271,434	0,031722191
5	3.06	13443,764	0,008	928,948	0,037835374	0,007	1126,22	0,027307017
6	3.06	10431,11	0,007	773,078	0,030866247	0,007	945,905	0,025226652
7	3.06	7473,802	0,0055	596,104	0,022535169	0,0055	733,416	0,018316077
8	3.06	4603,396	0,005	386,387	0,019467241	0,005	502,345	0,014973552
9	3.06	2098,113	0,004	262,089	0,010464504	0,0045	307,637	0,010029549

On remarque d'après les résultat obtenue ($\theta_k < 0.1$) dans tous les niveaux d'où les effets du second ordre (effet P- Δ) peuvent être négligés.

Conclusion

L'étude au séisme de notre structure s'est faite par la méthode dynamique suite à non vérification des conditions d'application de la méthode statique équivalente.

La modélisation de notre structure s'est donc faite à l'aide du logiciel Sap2000.V14.

Les voiles présentent une grande résistance vis-à-vis des forces horizontales. L'aspect architectural a été un véritable obstacle vu la non symétrie, l'irrégularité en plan et en

élévation que présente la structure et la présence du parking au niveau du RDC pour le choix de la disposition des voiles.

Après plusieurs essais, nous sommes arrivés à une disposition qui nous donne un bon comportement dynamique de la structure et qui satisfait l'interaction (voile- portique) vis-à-vis le RPA 99/version 2003. Nous avons vérifié les déplacements horizontaux ainsi que l'effet du second ordre (effet P- Δ).

Chapitre V

Calcul des éléments principaux

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.1. Étude des poteaux

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V14 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003)**.

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....(1)
- ✓ G + Q.....(2)
- ✓ G + Q + E.....(3)
- ✓ G + Q – E.....(4)
- ✓ 0.8 G + E.....(5)
- ✓ 0.8 G – E.....(6)

Les sections d'armatures sont déterminées selon les sollicitations les plus défavorable suivantes :

- 1) Moment maximal avec son effort normal correspondant : $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$
- 2) Effort normal avec son moment correspondant : $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- 3) Effort minimal avec son moment correspondant : $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$

V.1.1 Recommandations du RPA99/Version 2003

V.1.1.1 Armatures longitudinales (Article 7.4.2.1)

Les Armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{\min} = 0.8\%$ de la section du béton en zone II.
- $A_{\max} = 4\%$ de la section du béton en zone courante.
- $A_{\max} = 6\%$ de la section du béton en zone de recouvrement.
- $\phi_{\min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les armatures longitudinales).
- La longueur minimal de recouvrement est de $40\phi_1$ en zone II.
- La distance des barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales(zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' :

$$l' = 2h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

$(h_1 \times b_1)$: Section du poteau.

h_e : Hauteur d'étage.

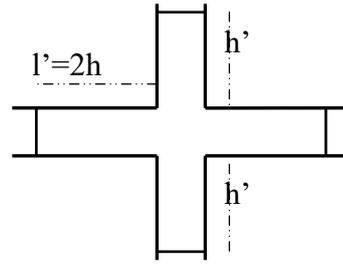


Figure. V.1 : Zone nodale.

Le tableau suivant résume le ferrailage minimal et maximal des poteaux selon le RPA :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) (zone courante)	A _{max} (cm ²) (zone de recouvrement)
RDC et 1 ^{er} étage	60*55	26.4	132	198
2 ^{eme} et 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	24.2	121	181.5
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage et 7 ^{eme}	50*55	22	110	165
8 ^{eme} étage	50*45	18	90	135

V.1.1.2 Armatures transversales (Article 7.4.2.2). Les armatures transversales des poteaux

sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

V_u : L'effort tranchant max dans le poteau.

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 à :

$$\begin{cases} 2.5 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad (\lambda_g : \text{l'élancement géométrique}).$$

Avec : $\lambda_g = l_f/a$ ou $\lambda_g = l_f/b$ (a et b sont les dimensions de la sections droite du poteau dans la direction de déformation considérée), et l_f longueur de flambement du poteau.

t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :

- Dans la zone nodale : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. (zone IIa)
- Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_l$. (zone IIa)

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales : $\frac{A_t}{t.b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.1.2. Sollicitations dans les poteaux

Les sollicitations dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats ainsi obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Sollicitations dans les poteaux

Niveaux	N_{\max} et M_{cor}		N_{\min} et M_{cor}		M_{\max} et N_{cor}	
	KN	KN.m	KN	KN.m	KN.m	KN
RDC et 1 ^{er} étage	2335.766	4.967	-419.346	31.405	1535.609	256.956
2 ^{eme} et 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	1744.028	22.500	-105.051	21.510	721.177	257.065
5 ^{eme} et 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	937.711	27.620	-24.284	14.706	446.459	203.761
8 ^{eme} étage	224.686	15.612	-34.614	20.897	96.261	49.256

V.1.3. Ferrailage des poteaux

V.1.3.1. Armatures longitudinales

Les sections de ferrailage sont calculées à la flexion composée en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Tableau V.3 : Les Armatures longitudinale dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	N (KN)	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²) Socotec	A _{min} (cm ²) RPA	A _{adop} (cm ²)	Choix des armatures
RDC et 1 ^{er} et étage	60*55	2335.76	4.96	0.00	26.4	28.4	8HA16+8HA14
		-419.34	31.40	12.06			
		1535.60	148.29	0.00			
2 ^{eme} et 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	1744.02	22.50	0.00	24.2	26.51	12HA14+4HA16
		-105.05	21.51	3.06			
		721.17	148.30	0.00			
5 ^{eme} et 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	50*55	937.71	27.62	0.00	22	22.24	12HA14+4HA12
		-24.28	14.70	1.18			
		446.45	121.246	0.82			
8 ^{eme} étage	50*45	224.68	15.61	0.00	18	18,10	16HA12
		-34.61	20.89	1.81			
		96.26	76.69	3.45			

V.1.3.2. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Section cm ²	ϕ_1^{\min} (cm)	L _f (cm)	λ_g	V _u (KN)	t (zone nodale)	t (zone courante)	A _t (cm ²)	A _{tmin} (cm ²)	A _{topt} (cm ²)	nbre de barres
60*55	1.6	273.7	4.56	256.95	10	15	4.04	2.46	4.71	6HA10
55*55	1.4	214.2	3.89	257.06	10	15	4.38	3.17	4.71	6HA10
50*55	1.4	214.2	3.89	203.76	10	15	3.47	3.17	3.58	2HA10+4HA8
50*45	1.4	214.2	4.28	49.25	10	15	0.93	2.4	3.02	6HA8

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales. $(\phi_t \geq \frac{1}{3} \times \phi_1^{\max}) \Rightarrow \phi_t \geq \frac{1}{3} \times 16 = 5.33mm$. Ce qui est vérifiée dans notre cas.

V.1.4. Vérifications

V.1.4.1. Vérification au flambement (effort normal ultime)

Selon le **CBA93 (art B.8.2.1)**, les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis à vis de l'état limite ultime de stabilité de forme.

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Le poteau le plus élancé dans ce projet se situe au niveau du RDC, avec une longueur de $l_0=3.91\text{m}$ et un effort normal de $N_{\max}=2335.76\text{KN}$

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

α : Coefficient fonction de l'élancement λ .

B_r : Section réduite du béton

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

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{si } \lambda > 50 \end{cases}$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 = 273.7\text{cm} \quad (\text{Longueur de flambement}).$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{A}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 17.32\text{cm} \quad (\text{Rayon de giration}).$$

$$\text{D'où : } \lambda = \frac{273.7}{17.32} = 15.80 \Rightarrow \alpha = 0.816$$

$$B_r = 0.3074 \text{ m}^2 \quad (\text{Section réduite}).$$

Donc :

$$N_u = 0.816 \times \left(\frac{0.3074 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 28.40 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right) = 5451.22\text{KN}$$

On a $N_{\max} = 2343.673\text{KN} < N_u$ condition vérifiée ; donc pas de risque de flambement.

Le tableau suivant résume les résultats des autres vérifications :

Tableau V-5 : Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section (cm ²)	l ₀ (cm)	l _f (cm)	i(cm)	λ	α	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _u (KN)	N _{max} (KN)
RDC et 1 ^{er} étage	60*55	391	273.7	17.32	15.80	0.816	28.40	3074	5451.22	2335.76
2 ^{eme} et 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	306	214.2	15.87	13.49	0.825	26.51	2809	5052.25	1744.02
5 ^{eme} et 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	55*50	306	214.2	15.87	13.49	0.825	22.24	2544	4524.85	937.71
8 ^{eme} étage	50*45	306	214.2	14.43	14.84	0.820	18.10	2064	3650.46	224.68

On voit bien que N_{max} < N_u pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

V.1.4.2. Vérification des contraintes de compression

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau là où il y a réduction de section. On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} ; \sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} \times v$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2 + 15 \times A' \times (v - d')^2$$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times (A \times d + A' \times d')}{b \times h + 15 \times (A + A')} ; \text{ et } v' = h - v ;$$

On a : $A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A \times (d - v)^2$

$$v = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A \times d}{b \times h + 15 \times A}$$

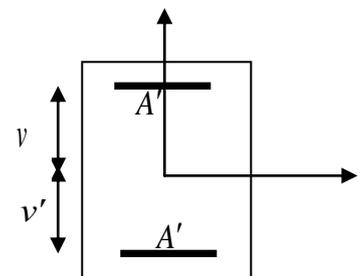


Fig.V.2. Section d'un poteau

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V-6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	RDC et 1er étage	2,3 et 4ème étage	5,6 et 7ème, étage	8ème étage
Section (cm ²)	60×55	55×55	55×50	50×45
d (cm)	57	52	47	42
A (cm ²)	28.40	26.51	22.24	18.10
V (cm)	35.54	32.6	32.284	29.277
V'(cm)	24.46	22.4	22.716	20.723
I _{yy} (m ⁴)	0.0149	0.0114	0.0102	0.0068
N _{ser} (MN)	1.69993	1.26926	0.68269	0.16417
M _{ser} (MN.m)	0.04768	0.04659	0.04961	0.05123
M _{Gser} (MN.m)	0.1419	0.1113	0.0823	0.0583
σ _{bc1} (MPa)	5.49	4.51	2.74	0.98
σ _{bc2} (MPa)	7.5	6.38	4.32	2.51
σ _{bc} (MPa)	15	15	15	15
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$; donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

V.1.4.3. Vérification aux sollicitations tangentes

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \text{ Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \cdot f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0,075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \cdot d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tableau V-7: Vérification des contraintes tangentielles.

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	$\bar{\tau}_{bu}$ (MPa)
RDC et 1 ^{er} étage	60*55	273.7	4.56	0.04	57	256.95	0.81	1.00
2 ^{eme} et 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	214.2	3.89	0.04	52	257.06	0.89	1.00
5 ^{eme} et 6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage	55*50	214.2	3.89	0.04	52	203.76	0.78	1.00
8 ^{eme} étage	50*45	214.2	4.28	0.04	47	49.25	0.23	1.00

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.1.5. Disposition constructive des poteaux

❖ **Dispositions constructives**

- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit dépasser 25cm.
- Longueur des crochets : $L = 10 \times \phi = 10 \times 1.2 = 12\text{cm}$.
- Longueur de recouvrement : $lr \geq 40 \times \phi$:

Pour $\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.6 = 64\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 65\text{cm}$.

Pour $\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.4 = 56\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 60\text{cm}$.

Pour $\phi = 12 \text{ mm} \rightarrow lr = 40 \times 1.2 = 48\text{cm} \Rightarrow$ On adopte : $lr = 50\text{cm}$

V.1.6. Schéma de ferrailage des poteaux

Tableau V-8 : ferrailage des différents poteaux

étages	Schéma de ferrailage des poteaux
RDC+1 ^{er} étage	

<p>$2^{\text{eme}} + 3^{\text{eme}} + 4^{\text{eme}}$ étage</p>	
<p>$5^{\text{eme}} + 6^{\text{eme}} + 7^{\text{eme}}$ étage</p>	
<p>8^{eme} étage</p>	

V.2. Etude des poutres

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant. Le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

On distingue deux types de poutres, les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles, les poutres secondaires qui assurent le chaînage.

Après détermination des sollicitations (M, V), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le RPA99/2003 et celles données par le BAEL91.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le RPA99 /2003 suivantes :

- 1) $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
 - 2) $G + Q$
 - 3) $G + Q + E$
 - 4) $G + Q - E$
 - 5) $0.8 \times G + E$
 - 6) $0.8 \times G - E$
- RPA99/ 2003** (article 5.2)

V.2.1. Recommandation du RPA99/2003

V.2.1.1. Les armatures longitudinales

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section totale du béton, c'est à dire, $A_t^{\min} = 0.5\% \times b \times h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de béton en zone courante.
 - 6% de la section de béton en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \times \phi_{\max}$ (zone IIa).
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué à 90° .

V.2.1.2. Les armatures transversales

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t = 0.003 \times S \times b$.
- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
 - $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$, Zone nodale (Zone II).
 - $S \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- 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 d'appui ou de l'encastrement.

V.2.2.Ferrailage des poutres

V.2.2.1.Les armatures longitudinales

Tableau V-9 : Armatures longitudinales des poutres

Dalle	Type de poutre	Section	Local	M (KN.m)	V (KN)	A calcul (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adopt} é (Cm ²)	N ^{bre} de barres
RDC	Poutre principale	30*45	Appui	68.36	103.83	3.5	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	56.67		2.59		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30*40	Appui	61.25	211.28	2.27	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	57.62		1.92		6.88	3T14+2T12
1 ^{re} au 7 ^{eme} étage (habitat)	Poutre principale	30*45	Appui	90.86	145.075	4.79	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	74.73		3.47		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30*40	Appui	76.07 3	200.56	3.85	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	67.66		3.02		6.88	3T14+2T12
8 ^{eme} étage (terrassiacc)	Poutre principale	30*45	Appui	48.62	112.624	1.85	6.75	6.88	3T14+2T12
			Travée	38.22		1.07		6.88	3T14+2T12
	Poutre secondaire	30*40	Appui	28.08 6	69.315	1.22	6	6.88	3T14+2T12
			Travée	23.69 6		0.86		6.88	3T14+2T12

- Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \Phi_l \quad \text{RPA/2003(Art 7.5.2.1)}$$

$$\Phi_l = 14\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 60\text{cm}.$$

$$\Phi_l = 12\text{mm} \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48\text{cm}, \text{ on adopte: } L_r = 50\text{cm}.$$

V.2.2.2. Les armatures transversales

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

$$\phi \leq \min\left(\phi_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{ BAEL91 (article H.III.3)}$$

Le diamètre minimal doit vérifier la condition du BAEL :

• **Poutres principales**

$$\phi_t < \min\left(12; \frac{450}{35}; \frac{300}{10}\right) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de Ø8 d'où $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

• **Poutres secondaires**

$$\phi_t < \min\left(12; \frac{400}{35}; \frac{300}{10}\right) \text{ mm, donc on prend } \phi_t < 12 \text{ mm}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de Ø8 d'où $A_t = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$.

• **Espacement S_t d'armatures transversales**

1-Selon le RPA99

- **Poutres principales**

Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_{\min}) = 11.25 \text{ cm}$ soit $S_t = 10 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 22.5 \text{ cm}$. Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

- **Poutres secondaires**

Zone nodale : $S_t \leq \min(h/4, 12\phi_{\min}) = 10 \text{ cm}$ soit $S_t = 8 \text{ cm}$.

Zone courante : $S_t \leq h/2 = 20 \text{ cm}$. Soit $S_t = 15 \text{ cm}$.

V.2.2.3. Vérification des sections d'armatures transversales

$$A_t > 0,003 \times S_t \times b.$$

$$A_t (=2.01 \text{ cm}^2) > 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

V.2.3. Vérification à l'ELU

V.2.3.1. Condition de non fragilité

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e}$$

Tableau V-10 : Vérification de la section minimale

Poutres	$A_{\min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{\text{adop}} \text{ (cm}^2\text{)}$	Observation
Principales	1.56	2.01	Vérifiée
Secondaires	1.38	2.01	Vérifiée

V.2.3.2. Contrainte tangentielle maximale

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (Article H.III.1)}$$

Fissuration peu nuisible $\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,13 \times f_{ct28}; 4MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,25MPa$

Tableau V-11 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	Observation
Principales	145.075	1.12	Vérifiée
Secondaires	211.276	1.85	Vérifiée

V.2.3.3. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement aux voisinages des appuis

-Appuis de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

-Appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times (V_u - \frac{M_a}{0.9 * d})$

Tableau V-12 : Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A _L (cm ²)	V _u (KN)	M _a (KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principale	6.88	145.075	90.86	4.17	-2.57	Vérifiée
Secondaires	6.88	211.276	61.25	6.07	0.09	Vérifiée

V.2.3.4. Vérification des zones nodales

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux, le **RPA99**(Article 7.4.2.2)exige que :

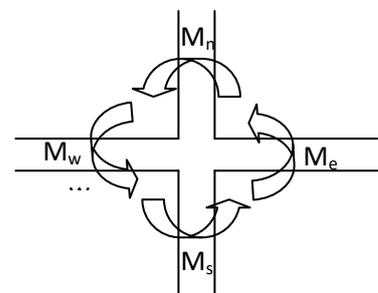


Figure V.3 : La zone nodale

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 \times |M_w| + |M_e|$$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments supérieurs à R+2).

1- Détermination du moment résistant dans les poteaux

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement :

- Des dimensions de la section du béton.
- De la quantité d'armatures dans la section du béton.
- De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = z \times A_s \times \sigma_s \text{ Avec : } z = 0.85 \times h \quad (h : \text{La hauteur totale de la section du béton}).$$

$$\sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.13 : Moments résistant dans les poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	60*55	51	28.4	504.04
2 ^{eme} et 3 ^{eme} et 4 ^{eme} étage	55*55	46.75	26.51	431.29
5 ^{eme} et 6 ^{eme} étage 7 ^{eme}	55*50	46.75	22.24	361.82
8 ^{eme} étage	50*45	42.5	18.10	267.7

2- Détermination du moment résistant dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux

Tableau V.14 : Moments résistant dans les poutres

Niveaux	Poutres principales (plan XX)			Poutres secondaires (plan YY)		
	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)	Z (cm)	A _s (cm ²)	M _r (KN.m)
RDC	38.25	6.88	91.58	34	6.88	81.4
1 ^{eme} étage	38.25	6.88	91.58	34	6.88	81.4
2 ^{eme} étage	38.25	6.88	91.58	34	6.88	81.4
3 ^{eme} étage	38.25	6.88	91.58	34	6.88	81.4
4 ^{eme} étage	38.25	6.88	91.58	34	6.88	81.4
5 ^{eme} étage	38.25	6.88	91.58	34	6.88	81.4
6 ^{eme} étage	38.25	6.88	91.58	34	6.88	81.4

7 ^{ème} étage	38.25	6.88	91.58	34	6.88	81.4
8 ^{ème} étage	38.25	6.88	91.58	34	6.88	81.4

Tableau V.15 : Vérification des zones nodales

Niveau	M_S	M_N	M_N+M_S	M_W	M_E	$1.25 (M_W+M_E)$	Obs
RDC	504.04	504.04	1008.08	91.58	91.58	228.95	vérifiée
Etage1	504.04	431.29	935.33	91.58	91.58	228.95	vérifiée
Etage2	431.29	431.29	862.58	91.58	91.58	228.95	vérifiée
Etage3	431.29	431.29	862.58	91.58	91.58	228.95	vérifiée
Etage4	431.29	361.82	793.11	91.58	91.58	228.95	vérifiée
Etage5	361.82	361.82	723.64	91.58	91.58	228.95	vérifiée
Etage6	361.82	361.82	723.64	91.58	91.58	228.95	vérifiée
Etage7	361.82	267.7	629.52	91.58	91.58	228.95	vérifiée

V.2.4. Vérifications à l'ELS

V.2.4.1. Etat limite de compression du béton

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} \bar{\sigma}_b = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \quad (\text{contrainte admissible du béton}).$$

M_{ser} : Moment max à l'ELS.

y : Position de l'axe neutre.

I : Moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 Ay - 15 A d = 0.$$

Tableau V.16: Vérification de l'état limite de compression du béton

Type de poutre	section	localisation	M_{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	Observation
Principale	30*45	Appuis	45.43	114225.88	14.1	5.61	Vérifiée
		Travée	28.86	114225.88	14.1	3.56	Vérifiée
Secondaire	30*40	Appuis	32.09	86465.9	13.09	4.86	Vérifiée
		Travée	25.30	86465.9	13.09	3.83	Vérifiée

V.2.4.2. Vérification de la flèche

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

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

- $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$ (1)

- $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$ (2)

- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (3)

Faisons ces vérifications pour la poutre la plus défavorable.

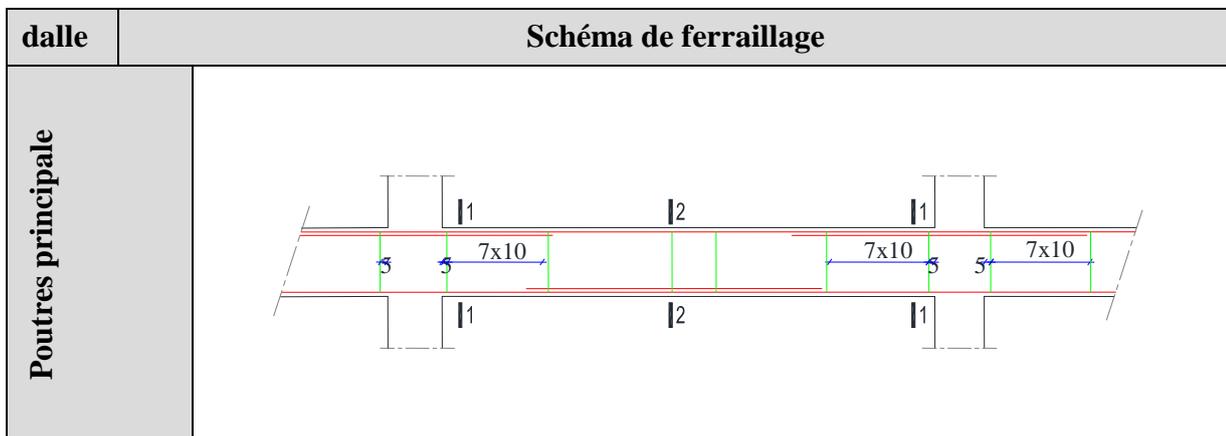
Tableau V.17: Vérification de la flèche pour les poutres

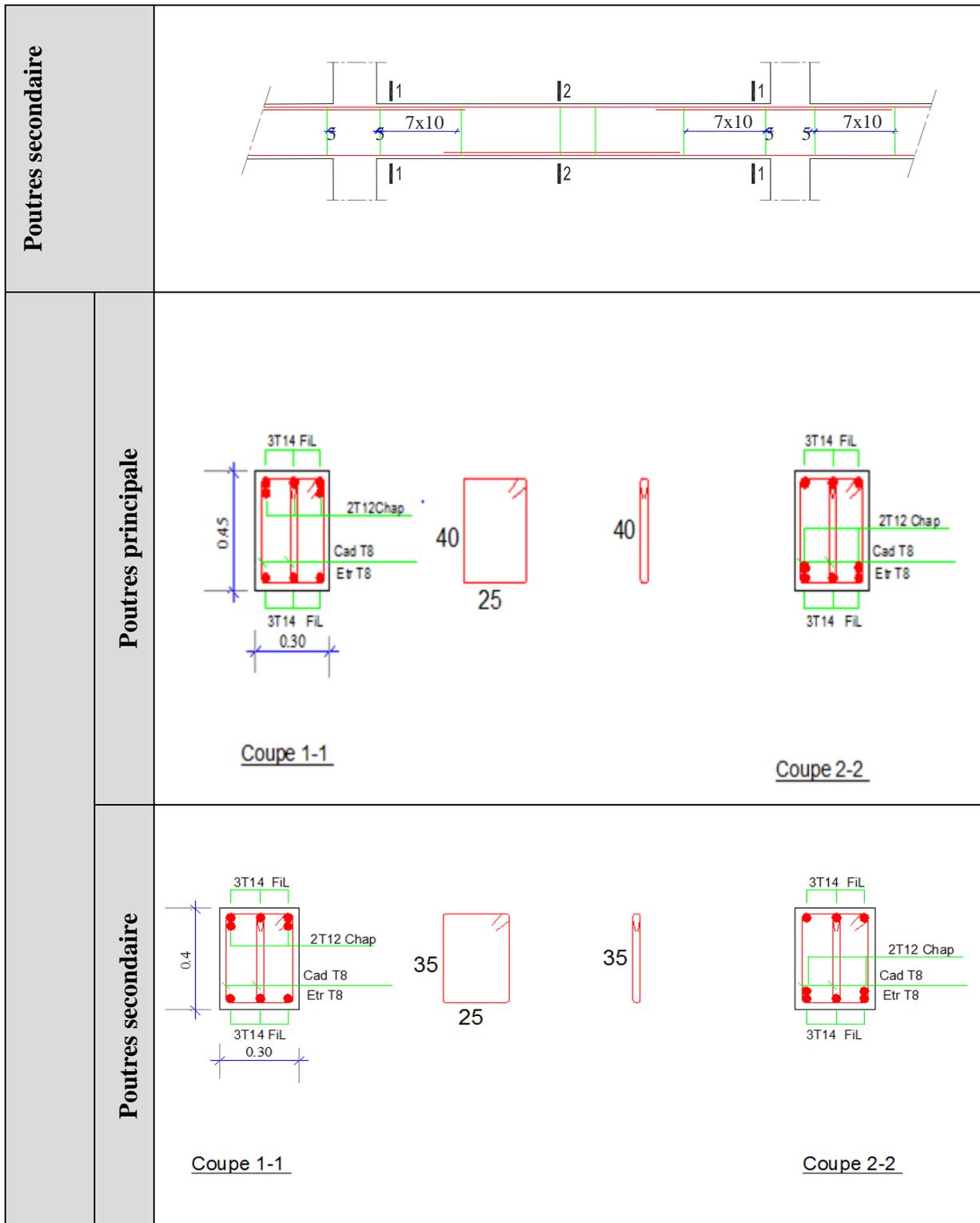
Poutre	Position	h _t (cm)	b (cm)	l (cm)	A _s (cm ²)	M _{ser} (KN.m)	Condition (1)	Condition (2)	Condition (3)
principale	RDC	45	30	490	6.88	28.86	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
secondaire	étage courant	40	30	135	6.88	25.30	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Donc : La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

V.2.5. Schéma de ferrailage des poutres

Tableau V.18 : ferrailage des poutres





V.3. Etude des voiles

Le RPA/99/version 2003 (3.4.A.1.a), exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14m de hauteur dans la zone IIa (moyenne sismicité).

Les voiles de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux

(au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encasté à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$; Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Les voiles sont sollicités à la flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

Leurs ferrailages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000 dans l'ordre suivant :

* 1.35G+1.5Q	* G+Q+E	* 0.8G+E
* G+Q	* G+Q-E	* 0.8G-E

V.3.1.Recommandation du RPA

A. Armatures verticales

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- Le pourcentage minimal sur toute la zone tendue est de **0.20%**.

$$A_{\min} = 0.20\% (L_t \times e)$$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur $L/10$ de la largeur du voile.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. Armatures horizontales

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

C. Armatures transversales

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par 1m^2 au moins.

E. Règles communes (armatures verticales et horizontales)

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$A_{\min} = 0.15\% b \times h$dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0.10\% b \times h$dans la zone courante.

$$\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e.$$

- L'espaceur : $S_t = \min(1.5 \cdot e ; 30 \text{ cm})$.

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

F. La contrainte limite de cisaillement dans le béton

La contrainte limite de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_u = \frac{V}{e \times d} < \tau_{adm} = 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

e : épaisseur du voile.

d : hauteur utile ($d=0.9 \cdot h$).

h : hauteur totale de la section.

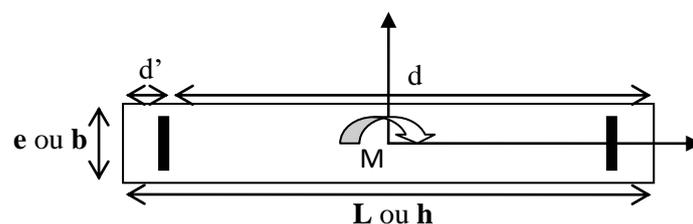


Figure V.4 : Schéma d'un voile pleine

V.3.2.ferraillage des voiles

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$)

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
- $A_{v\min}^{RPA}$: Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
- A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
- N^{bre}/face : nombre de barres adaptées par face.
- S_t : Espacement.
- A_H^{\min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
- A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
- A_H^{adap} / ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
- $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
- A_H^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.

V.3.2.1.Les sollicitations dans les voiles

Le SAP 2000, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant.

V.3.3. Calcul du ferrailage :

On va exposer un seul exemple de calcul // à y-y' et les autres seront résumés dans un tableau.

A).Calcul sous Nmax et Mcor :

a). Armatures verticales :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous les sollicitations les plus défavorables (M, N) pour une section ($e \times l$). La section trouvée (A) sera répartie sur toute la zone tendue de la section en respectant les recommandations du RPA99.

$$L = 2.7 \text{ m}, d = 2.65 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}..$$

a) Calcul sous ; Mmax et Ncor

$$N_{\max} = -942.62 \text{ KN.m} \rightarrow M_{\text{cor}} = 1282.49 \text{ KN}$$

$$e_G = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1282.49}{942.62} = 1.36 \text{ m} \frac{h}{2} = \frac{2.7}{2} = 1.35 \text{ m} \Rightarrow (\text{le centre de pression est à l'extérieur de la section})$$

Il faut vérifier la condition suivante :

$$(a) \leq (b) \dots \dots \dots (I)$$

$$(a) = (0,337 \times L - 0,81 \times d') \times b \times L \times f_{bu}$$

$$(b) = N \times (d - d') - M_{uA}$$

$$M_{uA} = M + N \times (d - \frac{L}{2}) \Rightarrow M_{uA} = 1282,49 + 942,62 \times (2,65 - \frac{2,7}{2}) = 57,08 \text{ KN.m}$$

$$(a) = (0,337 \times 2,7 - 0,81 \times 0,05) \times 0,2 \times 2,7 \times 18,48 = 8,68 \text{ MN}$$

$$(b) = [-942,62 \times (2,65 - 0,05) - 57,08] \times 10^{-3} = -2,50 \text{ MN}$$

$\Rightarrow (I)$ n'est pas vérifiée.

Donc la section partiellement comprimée, le calcul se fait par assimilation à la flexion simple

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{57,08 \times 10^{-3}}{0,2 \times (2,65)^2 \times 18,48} = 0,0022$$

$$\mu_{bu} = 0,0022 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A} \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{(\gamma_s = 1)} = 400 \text{ MPa.}$$

$$\mu_{bu} = 0,0022 \quad \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2$$

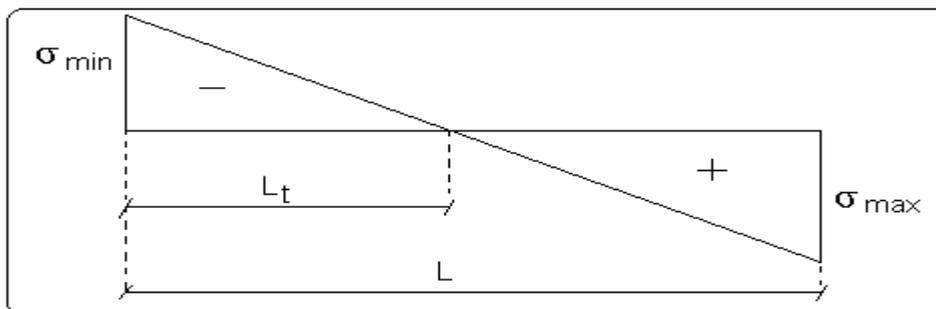
$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0022}) = 0,0027.$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) \Rightarrow z = 2,65 \times (1 - 0,4 \times 0,0027) = 2,647 \text{ m.}$$

$$A_1 = \frac{M_{uA}}{z \times f_{st}} = \frac{57,08 \times 10^{-3}}{2,64 \times 400} \times 10^4 = 0,54 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0,54 \times 10^{-4} - \frac{-942,62 \times 10^{-3}}{400} \times 10^4 = 24,1 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s = 24,1 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t



$$L_t = \frac{\sigma_{\max} \times L}{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I} V = \frac{-942.62 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,7} + \frac{1282.49 \times 10^{-3}}{(0,2 \times 2,7^3) / 12} \times 1.35 = 3.53 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I} V = \frac{-942.62 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2,7} - \frac{1282.49 \times 10^{-3}}{(0,2 \times 2,7^3) / 12} \times 1.35 = -7.02 \text{ MPa.}$$

$$L_t = \frac{3.53 \times 2.7}{3.53 + 7.02} = 0.9 \text{ m.}$$

b). Armatures horizontales :

Elle se calcule selon la formule suivante :

$$\frac{A_h}{e \times S_h} \geq \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e}; \quad V_{\max} = 309.29 \text{ KN}; \quad \tau_u = \frac{1,4 \times V_u}{e \times d} = \frac{1,4 \times 309.29 \times 10^{-3}}{0,2 \times 2.65} = 0,81 \text{ MPa.}$$

$$\text{Soit: } S_h = 20 \text{ cm} \Rightarrow A_h = \frac{\tau_u}{0,8 \times f_e} \times e \times S_h = \frac{0,81}{0,8 \times 400} \times 20 \times 20 \Rightarrow A_h = 1.01 \text{ cm}^2.$$

B). Calcul sous Nmin et Mcor :

$$M_{\text{cor}} = 942.62 \text{ KN.m} \rightarrow N_{\text{min}} = -74.59 \text{ KN}$$

$$eG = 12.63 \text{ m} > (h/2) = 1.35 \text{ m.}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 924.79 + (-74.59) \times (2.65 - 1.35) = 827.82 \text{ KN.m.}$$

$$MUA = 827.82 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.031 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.040 \rightarrow z = 2.607 \text{ m} \rightarrow A_1 = 7.93 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 9.8 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue Lt :

$$\sigma_{\max} = 3.66 \quad \sigma_{\min} = -7.02$$

$$L_t = 0.9$$

C). Calcul sous M max et N cor :

$$M_{\max} = 1282.49 \text{ KN} \rightarrow N_{\text{cor}} = 942.62.9 \text{ KN.m.}$$

a). Armatures verticales :

$$eG = 1.36 \text{ m} > (h/2) = 1.35 \text{ m}$$

Donc le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section \rightarrow section partiellement comprimée

$$MUA = M + N \times (d - h/2) = 1282.49 - 942.62 \times (2.65 - 1.35) = 57.08 \text{ KN.m.}$$

$$MUA = 57.08 \text{ KN.m} \rightarrow \mu_{bu} = 0.0022 < \mu_l = 0.391 \rightarrow A' = 0 \text{ cm}^2.$$

$$\alpha = 0.00027 \rightarrow z = 2.64 \text{ m} \rightarrow A_1 = 0.54 \text{ cm}^2 \rightarrow A_s = 24.1 \text{ cm}^2.$$

Calcul de la longueur de la partie tendue L_t :

$$\sigma_{\max} = 3.53 \quad \sigma_{\min} = -7.02$$

$$L_t = 0.9$$

Donc on opte pour la section d'armature la plus défavorable pour le ferrailage de voile V

$$A_V (ZT) = 24.1 \text{ cm}^2.$$

$$A_H \geq 1 \text{ cm}^2.$$

- Vérfications :**

$$A_{\min(ZT)} = 0.20\% \times e \times l_t = 0.20\% \times 20 \times 90 = 3.6 \text{ cm}^2 (A_{\min} \text{ en zone tendue par RPA}).$$

$$A_{\min(BAEL)} = 0,23 \times d \times e \times f_{t28} / f_e = 0,23 \times 265 \times 20 \times 2,1 / 400 = 6.39 \text{ cm}^2 (A_{\min} \text{ dans le voile par BAEL}).$$

$$A_{\min(ZC)} = 0.10\% \times e \times (L - 2L_t) = 0.10\% \times 20 \times (270 - 2 \times 90) = 1.8 \text{ cm}^2 (A_{\min} \text{ en ZC par RPA}).$$

$$A_{\min(ZG)} = 0.15\% \times e \times l = 0.15\% \times 20 \times 270 = 8.1 \text{ cm}^2 (A_{\min} \text{ en zone globale du voile par RPA}).$$

Donc on ferraille avec :

En zone tendue : $A_{V(ZT)} = 24.1 \text{ cm}^2$

On opte pour : **16HA14** = 24.63 cm²

- Voile sens XX : (V_{x1} ; V_{x2} et V_{x3}):**

Tableau V.20: récapitulation du ferrailage de voile V_{x1} .

Niveau	RDC	E1	E2 et E3 et E4	E5 et E6 et E7	E8
L (cm)	110	110	110	110	110
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	227.44	7.80	43.12	40.08	31.55
N (KN)	-980.91	-1151.1	-977.38	-589.37	-173.17
V (KN)	135.85	123.55	125.78	95.75	36.34
τ_U (MPa)	0.86	1.05	1.07	0.81	0.31
τ'_U (MPa)	5	5	5	5	5
A_V^{cal} /face (cm ²)	18.05	13.70	12.91	8.4	3.01
A_V^{min} (cm ²)	3.3	2.48	2.48	2.48	2.48
A_V adopté/face (cm ²)	18.47	15.39	13.76	9.42	5.03
N^{barres} /face	10HA16	10HA14	6HA14+4HA12	10HA10	10HA8
S_t (cm)	12	12	12	12	12
A_H^{cal} /face (cm ² /ml)	1.08	0.98	1	0.76	0.29
A_H^{min} (cm ² /ml)	0.60	0.45	0.45	0.45	0.45
A_H adopté/face (cm ² /ml)	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02
N^{barres} /face (cm ² /ml)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.21 : récapitulation ferrailage des voiles V_{x2} .

Niveau	RDC	E1	E2 et E3 au E4	E5au E6 auE7	E8
L (cm)	180	180	180	180	180
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	551.78	6.77	2.55	30.24	18.33
N (KN)	-821.62	-928.48	-847.76	-514.83	-149.36
V(KN)	257.75	233.66	191.50	103.74	50.76
τ_U (MPa)	1	1.21	0.99	0.54	0.26
τ'_U (MPa)	5	5	5	5	5
A_v^{cal}/face (cm ²)	18.43	11.47	10.46	6.9	2.17
A_v^{min} (cm ²)	5.4	4.05	4.05	4.05	4.05
A_v adopté/face (cm ²)	18.47	13.57	13.57	9.42	6.03
N^{barres}/face	12HA14	12HA12	12HA12	12HA10	12HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_H^{cal}/face (cm ² /ml)	1.25	1.14	0.93	0.5	0.25
A_H^{min} (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
A_H adopté/face (cm ² /ml)	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02
N^{barres}/face (cm ² /ml)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.22 : récapitulation ferrailage des voiles V_{x3} .

Niveau	RDC	E1	E2 au E3 au E4	E5au E6 auE7
L (cm)	100	100	100	100
e (cm)	20	15	15	15
M (KN.m)	227.14	20.15	38.12	43.13
N (KN)	-813.63	-790.45	-609.42	-234.52
V(KN)	107.42	93.00	95.13	75.72
τ_U (MPa)	0.65	1	0.89	0.71
τ'_U (MPa)	5	5	5	5
A_v^{cal}/face (cm ²)	16.58	10.44	8.7	4.2
A_v^{min} (cm ²)	3	2.25	2.25	2.25
A_v adopté/face (cm ²)	18.1	13.85	10.18	7.07
N^{barres}/face	9HA16	9HA14	9HA12	9HA10
S_t (cm)	12	12	12	12
A_H^{cal}/face (cm ² /ml)	0.94	0.81	0.83	0.66
A_H^{min} (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45
A_H adopté/face	2.02	2.02	2.02	2.02
N^{barres}/face (cm ² /ml)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25

Voile sens YY : (V_{Y1} ; V_{Y2} ; V_{Y3} , V_{Y4})

Tableau V.23 : récapitulation ferrailage des voiles V_{Y1} .

Niveau	RDC	E1	E2 au E3 au E4	E5 et E6 et E7	E8
L (cm)	220	220	220	170	170
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	655.33	471.32	49.83	33.18	37.04
N (KN)	-1007.04	-920.25	-797.18	-455.307	-140.24
V(KN)	214.01	200.63	164.08	61.12	21.85
τ_U (MPa)	0.68	0.85	0.7	0.34	0.12
τ'_U (MPa)	5	5	5	5	5
A_V^{cal}/face (cm ²)	20.44	17.14	10.48	6.26	2.36
A_V^{min} (cm ²)	6.6	4.95	4.95	3.83	3.83
$A_{V\text{adopté}}/\text{face}$ (cm ²)	21.55	21.55	14.7	10.21	7.04
$N^{\text{barres}}/\text{face}$	14HA14	14HA14	14HA12	14HA10	14HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
A_H^{cal}/face (cm ² /ml)	0.85	0.8	0.65	0.31	0.11
A_H^{min} (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_H \text{ adp}/\text{face}$ (cm ² /ml)	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02
$N^{\text{barres}}/\text{face}$ (cm ² /ml)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.24 : récapitulation ferrailage des voiles V_{Y2} .

Niveau	RDC	E1	E2auE3 au E4	E5	E6 au E7	E8
L (cm)	170	170	170	170	100	100
e (cm)	20	15	15	15	15	15
M (KN.m)	366.00	39.62	4.26	7.84	26.47	7.7
N (KN)	-825.08	-770.17	-705.63	-389.35	-239.98	69.25
V(KN)	140.66	117.30	95.09	77.70	34.94	29.64
τ_U (MPa)	0.58	0.64	0.52	0.43	0.33	0.28
τ'_U (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_V^{cal}/face (cm ²)	16.1	10.16	8.81	5.04	3.82	1.11
A_V^{min} (cm ²)	5.1	3.83	3.83	3.83	2.25	2.25
$A_{V\text{adpt}}/\text{face}$ (cm ²)	16.84	12.19	9.42	6.03	6.03	6.03
$N^{\text{barres}}/\text{face}$	8HA14+ 4HA12	8HA12+ 4HA10	12HA10	12HA8	12HA8	12HA8
S_t (cm)	15	15	15	15	15	15
A_H^{cal}/face (cm ² /ml)	0.72	0.6	0.49	0.4	0.31	0.26
A_H^{min} (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
$A_H \text{ adp}/\text{face}$ (cm ² /ml)	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02
$N^{\text{barres}}/\text{face}$ (cm ² /ml)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau V.25 : récapitulation ferrailage des voiles V_{Y3}

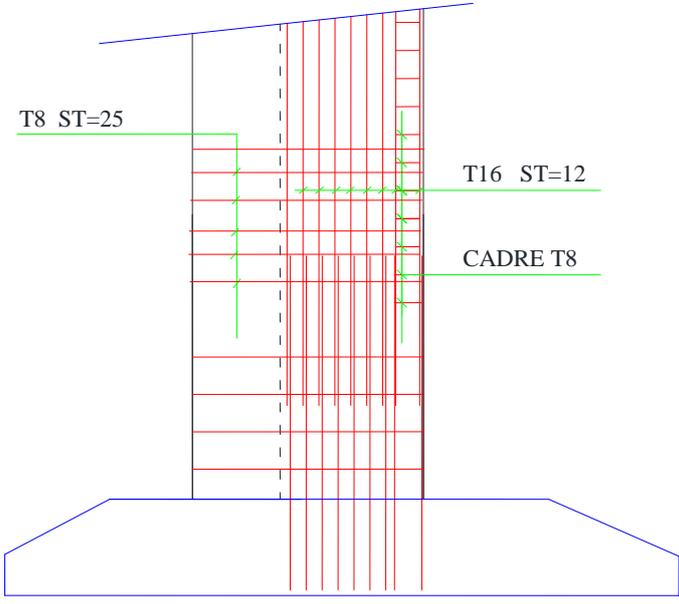
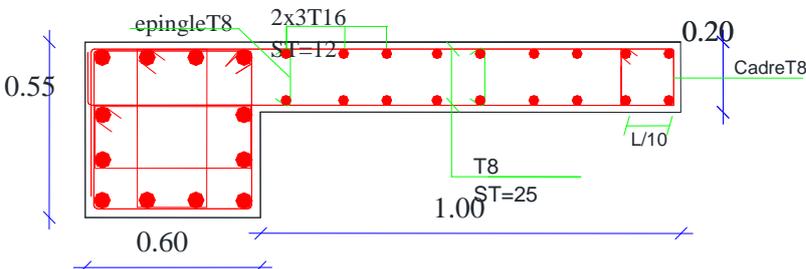
Niveau	RDC	E1	E2auE3 au E4	E5	E6 au E7	E8
L (cm)	270	270	270	170	170	170
e (cm)	20	15	15	15	15	15
M (KN.m)	1282.49	36.207	8.96	50.08	92.04	34.15
N (KN)	-942.62	-1002.78	-914.84	-499.95	-323.11	-143.71
V(KN)	309.29	283.923	250.08	136.39	53.04	28.43
τ_U (MPa)	0.8	0.98	0.86	0.47	0.18	0.1
τ'_U (MPa)	5	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}/face$ (cm ²)	24.1	12.70	11.38	6.75	4.96	2.15
A_v^{min} (cm ²)	8.1	6.08	6.08	6.08	6.08	6.08
$A_{vadopté}/face$ (cm ²)	24.63	14.64	12.57	8.04	8.04	8.04
$N^{barres}/face$	16HA14	6HA12+10HA10	16HA10	16HA8	16HA8	16HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18	18
$A_H^{cal}/face$ (cm ² /ml)	1	0.92	0.81	0.44	0.17	0.09
A_H^{min} (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_H adpt/face	2.02	2.02	2.02	2.02	1.01	1.01
$N^{barres}/face$ (cm ² /ml)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25	25	25

Tableau V.26 : récapitulation ferrailage des voiles V_4

Niveau	RDC	E1	E2auE3 au E4	E5au E6au E7	E8
L (cm)	170	170	170	170	170
e (cm)	20	15	15	15	15
M (KN.m)	388.72	269.30	39.11	31.94	47.12
N (KN)	-886.07	-811.64	-693.66	-433.83	-125.48
V(KN)	151.80	139.48	123.11	83.18	36.77
τ_U (MPa)	0.63	0.77	0.68	0.46	0.2
τ'_U (MPa)	5	5	5	5	5
$A_v^{cal}/face$ (cm ²)	17.22	15.97	9.24	5.97	2.33
A_v^{min} (cm ²)	5.1	3.83	3.83	3.83	3.83
$A_{vadopté}/face$ (cm ²)	18.47	18.47	9.42	6.03	6.03
$N^{barres}/face$	12HA14	12HA14	12HA10	12HA8	12HA8
S_t (cm)	18	18	18	18	18
$A_H^{cal}/face$ (cm ² /ml)	0.78	0.72	0.63	0.43	0.19
A_H^{min} (cm ² /ml)	0.6	0.45	0.45	0.45	0.45
A_H apt/face (cm ² /ml)	2.02	2.02	2.02	2.02	2.02
$N^{barres}/face$ (cm ² /ml)	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8	4HA8
S_t (cm)	25	25	25	25	25

V.3.3. Exemples de schéma de ferrailage

Tableau V.27 : schéma de ferrailage de voile V_x .

Voile	schéma de ferrailage
V_x	
	 <p style="text-align: center;">Coupe V_x</p>

V.4. Conclusion

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrillages obtenus par l'application (SOCOTEC) ainsi que le ferrillage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Chapitre VI

Calcul de l'infrastructure

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

VI.1. Choix de type des fondations

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

VI.2. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q + E$
- $0.8 \times G \pm E$

VI.3. Etude des fondations

VI.3.1. Vérification des semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($A \times B$) d'où les semelles sont rectangulaires ($A \times B$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELA ; obtenu à partir de notre modèle.

$N=2319.992\text{KN}$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

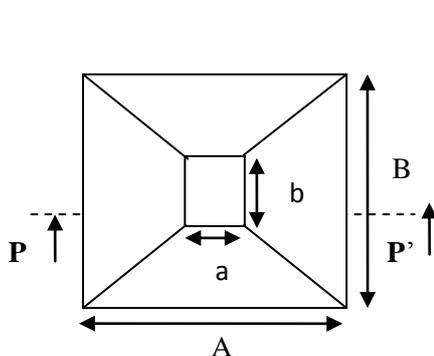


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

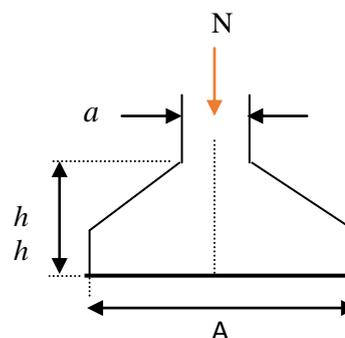


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

$$\text{Alors : } A * B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

On a :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow B = \frac{b}{a} \times A$$

$$A \geq \sqrt{\frac{a * N}{b * \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 2 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0.6 * 2319.992}{0.55 * 200}} = 3.55 \text{ m}$$

On remarque qu'il y a chevauchement entre les semelles, on tenant compte des entres axes des poteaux dans les deux sens, donc le choix des semelles isolées dans notre cas ne convient pas.

VI.3.2. Vérification des semelles filantes

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique le plus sollicité formé de quatre poteaux.

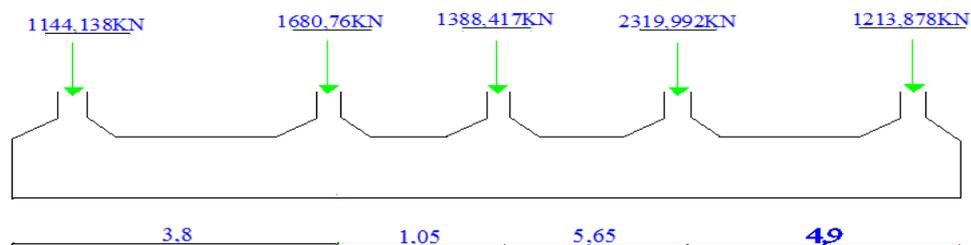


Figure VI .3 : semelle filante.

Avec :

N_i : L'effort normal provenant du poteau « i ».

B : Largeur de la semelle.

L : Langueur de la semelle.

$N_1 = 1144.138\text{KN}$, $N_2 = 1680.76 \text{ KN}$, $N_3 = 1388.417\text{KN}$, $N_4 = 2319.992 \text{ KN}$,
 $N_5 = 1213.878 \text{ KN}$

$$\sum N_i = 7747.185 \text{ KN.}$$

$$N = \sum N_i = 7747.185 \text{ KN}$$

$$L = 15.4\text{m}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{7747.185}{200 * 15.4} = 2.5m$$

Donc le type de fondations adéquates pour notre structure sera les semelles filantes

VI.3.2.1. Calcul de la hauteur de la semelle :

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 5cm = \frac{2.5-0.55}{4} + 0.05 \Rightarrow h \geq 0.54m.$$

On prend $h = 60cm$.

VI.3.2.2. les Vérifications nécessaires

A. Vérification au poinçonnement

Selon le **BAEL99 (article A.5.2, 41)**, il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort tranchant, cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \quad (\text{A.5.2,42}).$$

N_d : effort normal de calcul.

h : hauteur totale de la semelle.

U_c : périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

- **Sous poteaux le plus sollicité :**

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (60×55) cm × cm, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.6 + 0.6 = 1.2m \\ B = b + h = 0.55 + 0.6 = 1.15m \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 4.7m$

$$N_d = 2.319MN > 0.045 * 4.7 * 0.6 * \frac{25}{1.5} = 2.12MN \dots\dots\dots \text{Pas vérifiée.}$$

On augmente la hauteur de la semelle filante $h = 65cm$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.6 + 0.65 = 1.25m \\ B = b + h = 0.55 + 0.65 = 1.2m \end{cases}$$

On trouve : $U_c = 4.9m$

$$N_d = 2.319MN < 0.045 * 4.9 * 0.65 * \frac{25}{1.5} = 2.388MN \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

B. Vérification des contraintes dans le sol

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \sigma_{sol}$$

$$I_y = 760.89m^4 \text{ et } Y_G = 1.25m.$$

$$I_x = 20.05m^4 \text{ et } X_G = 7.7m.$$

✓ Sens X-X :

$$N = 2319.992KN \text{ et } M_x = 114.6KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 0.067MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * Y_G = 0.053MPa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.063Mpa$$

$$\sigma_{moy} = 0.063MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.2MPa$$

✓ Sens Y-Y :

$$N = 2319.992KN \text{ et } M_y = 148.29KN.m$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.062MPa$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0.059Mpa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0.061Mpa$$

$$\sigma_{moy} = 0.061MPa < \bar{\sigma}_{Sol} = 0.2MPa$$

Donc cette condition est vérifiée dans les deux sens.

C. Vérification de la stabilité au renversement

$$\text{Selon le RPA99, on doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

✓ Sens X-X :

$$e = \frac{114.6}{2319.992} = 0.049m < \frac{15.4}{4} = 3.85m \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

✓ Sens Y-Y :

$$e = \frac{148.29}{2319.992} = 0.064m < \frac{2.5}{4} = 0.625m \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée}$$

D. Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_s * \gamma_w$

$$N = 2319.992KN$$

$H = 1.5m$, (la hauteur d'ancrage de la semelle).

$F_s = 1.5$ (coefficient t de sécurité).

$S = 38.5m^2$ (surface de la semelle).

$\gamma_w = 10KN/m^3$ (poids volumique de l'eau).

On trouve : $N \geq 866.25KN \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$

VI. 3.2.3. Ferrailage

➤ **Aciers principaux ($A^{//B}$)**

$$A^{//B} = \frac{N(B-b)}{8 \times d \times f_{st}} = \frac{1.6999 \times (2.5 - 0.55)}{8 \times 0.68 \times 400} = 15.23cm^2$$

➤ **Aciers de répartition ($A^{//L}$)**

$$A_r = \frac{A^{//B}}{3} = 5.07cm^2$$

Soit : $A^{//B} = 8HA16 = 16.08cm^2$ avec un espacement de 15cm

$A_r = 4HA14 = 6.16cm^2$ avec un espacement de 25cm

VI.4. Calcul de la poutre de rigidité

➤ **Définition :**

C'est une poutre disposée le long de la semelle. Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle. La poutre de rigidité est généralement noyée dans la semelle.

➤ **Dimensionnement :**

La hauteur (h) de la poutre de rigidité est déterminée à partir de la formule suivante :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6}$$

L : la plus grande distance entre axe de deux poteaux dans la semelle.

$$L=5.65m \longrightarrow 5.65/9 \leq h \leq 5.65/6 \longrightarrow 62.8cm \leq h \leq 94.2cm$$

Soit : $h=70\text{cm}$

b : avant poteau \longrightarrow $b=40\text{cm}$

➤ **Calcul des charges agissantes sur la poutre de rigidité :**

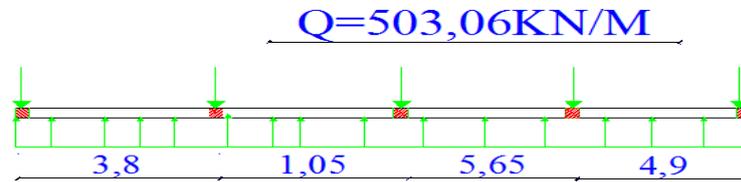


Figure VI.4 : Schéma statique de la poutre de rigidité.

$$Q = \frac{\sum N_i}{L}$$

$N_i = 7747.185\text{KN}$; $L = 15.4\text{m}$

$\longrightarrow Q = 503.06\text{KN/ml}$

➤ **Calcul des sollicitations :**

• **Méthode de calcul :**

La poutre de rigidité est calculée comme une poutre continue renversée soumise à la réaction du sol et appuyée sur les poteaux.

Pour le calcul des sollicitations (moment fléchissant et effort tranchant), on applique la méthode Caquot.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.1. Sollicitations agissant sur la poutre de rigidité

Travées	L (m)	X_0 (m)	Q (KN/m)	M_t (KN.m)	M_g (KN.m)	M_d (Km)
AB	3.8	1.35	503.06	459.65	0	595.52
BC	1.05	0.7	503.06	965.28	595.52	930.7
CD	5.65	2.55	503.06	707.24	930.7	1123.89
DE	4.9	2.74	503.06	528.65	1123.89	0

➤ **Calcul des armatures :**

Le ferrailage se fera pour une section rectangulaire ($b \times h$) à la flexion simple.

Les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau suivant :

$$A_{\min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 40 * 68 * 2.1 / 400 = 3.28\text{cm}^2$$

Tableau VI.2. Ferrailage de la poutre de rigidité

	M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)
Travée	965.28	47.4	3.28	6HA20+6HA25=48.3
Appui	1123.89	57.1	3.28	12HA25=58.91

VI.5. Schéma de ferrailage

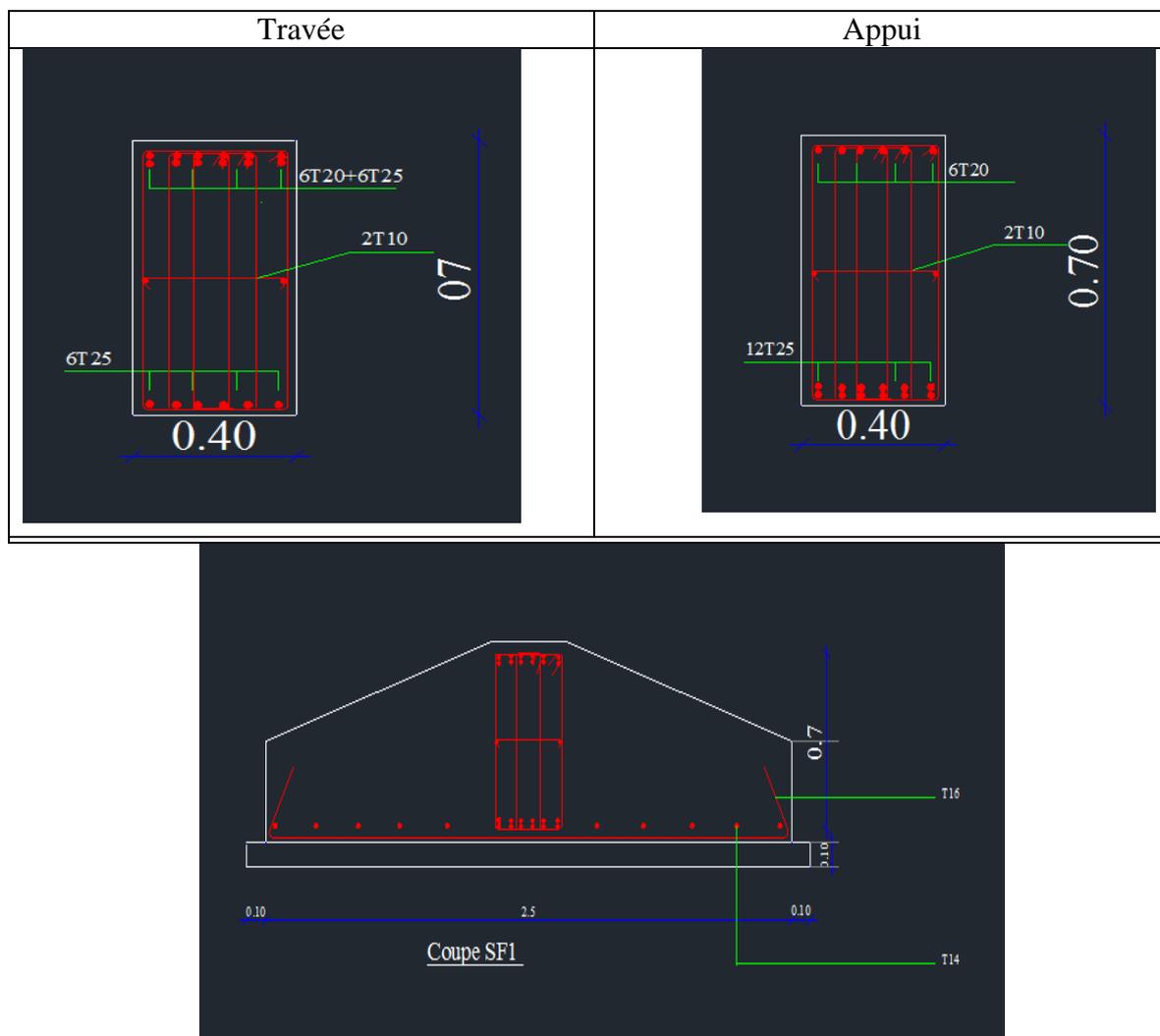


Figure VI .5 . Schémas de ferrailages de la semelle filante.

Conclusion Générale

Le projet de fin d'étude est une occasion à l'étudiant d'appliquer les connaissances acquises durant sa formation, cette expérience nous a permis aussi d'acquérir des connaissances sur les méthodes de calcul et d'études des structures, l'application des règlements tels que :

RPA99version2003, BAEL91. La pratique des logiciels comme : SAP, AUTOCAD, ...etc.

Ce travail nous a permis de voir en détails l'ensemble des étapes à suivre dans le calcul d'un bâtiment, ainsi que le choix de ses éléments, donc la conception de l'ouvrage.

Cette étude aussi nous a permis d'enrichir les connaissances requises le long de notre cursus, et d'en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, on a pu retenir ce qui suit :

- La modélisation doit, autant que possible englober tous les éléments de la structure secondaires soient ils ou structuraux, ceci permet d'avoir un comportement proche du réel
- Pour le contreventement et la disposition des voiles ; on constate que la disposition des voiles, est un facteur beaucoup plus important que la quantité de voile placée dans une structure et a un rôle déterminant dans le comportement de cette dernière vis-à-vis du séisme.
- Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrillés avec le minimum du RPA99, qui valorise la sécurité avant l'économie.
- Le choix du type de fondation s'est avéré important tout en respectant les mesures de prévention imposées pour la stabilité de la structure. Quoique nous avons un sol qui a un taux de travail de 2 bar à une profondeur de 1.5m. on a conduit à opter pour des fondations filantes qui peuvent assurer la stabilité de notre structure.

Bibliographie

Bibliographie

- ✓ Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA93).
- ✓ Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites (B. A. E. L 91).
- ✓ Règles parasismiques algériennes (RPA 99/ version 2003).
- ✓ Document technique réglementaire (D.T.R), charges et surcharges d'exploitations.
- ✓ DTR B.C.2.331 (Règle de calcul des fondations superficielles. édition 1992)
- ✓ M. Belazougui (calcul des ouvrages en béton armé).

Autres documents consultés :

- Cahier de cours de cursus.
- Mémoires de fin d'études.

Annexes