

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Abderrahmane Mira – Bejaia



Faculté de Technologie
Département de Génie civil

Thème :

Etude d'un bâtiment R+7 à usage d'habitation contreventé par un système mixte
(Voile + portique)

Mémoire présenté pour l'obtention du diplôme de Master II en Génie Civil

Spécialité : Matériaux et Structures

Réalisé par :

BOUGHANEM Lydia

IGHALLOUN YAMINA

Encadré par :

M^{me} BOUAYED Djamila

Membres de jury :

.....

.....

Année Universitaire 2020 - 2021

Remerciements

A *u nom d'Allah le tout miséricordieux, le très miséricordieux, et l'oraison et la salutation sur le messager d'Allah.*

C'est avec plaisir que nous réservons cette page en signe de gratitude et de profonde reconnaissance à toute personne qui a contribué à la réussite de ce travail.

Nous tenons à présenter nos vifs remerciements à madame BOUAYED Djamila pour son encadrement, le suivi qu'elle nous a fourni, son encouragement, ses conseils et sa disponibilité tout au long de cette année.

Nos vifs remerciements vont aux membres de jury pour avoir accepté de juger notre présent travail.

Nous adressons nos profondes gratitudee à toute l'équipe pédagogique, enseignants, professeurs et étudiants du département de génie civil de Bejaïa.

Et enfin, nous disons merci à toute personne qui a participé de près ou de loin à l'accomplissement de ce mémoire de fin d'études.

Lydia et Yamina.

Dédicace

Ce modeste travail est dédié à :

M *es très chers parents qui m'ont couvert d'amour, de soutien qu'ils trouvent dans ce mémoire le fruit de leur travail.*

Mon père que je ne remercierai jamais assez pour la confiance qu'il m'a accordé, ses sacrifices, son soutien et tout ce qu'il a fait pour moi, que Dieu le garde à jamais.

Ma mère la lumière de mes jours, la source de mes efforts, ma joie et ma vie que je remercie pour son amour, sa tendresse et ses prières pour moi tout au long de mon parcours d'étude.

Ma petite sœur Katia et mon petit frère Wans pour leurs encouragements, et avec qui je partage mes vœux et mes souvenirs.

Fidèlement à mon cher mari Kamel qui a fait part de ma réussite et que Dieu me le préserve.

A ma deuxième famille :

Mon beau père et ma belle-mère.

Mes beaux-frères : Dada Samir et sa femme Nacira, Dada Farid et sa femme Salima, et Idir.

Mes belles sœurs Nana Samia et Djamila

A ma binôme Yamina avec qui j'ai partagé des moments de joie, de stress, que je remercie également de m'avoir supporté dans les moments difficiles.

Finalement à mes chers amis et collègues notamment Tinhinane, et à toute personne qui a participé à la réussite de ce travail.

Lydia

Dédicace

Ce modeste travail est dédié à :

***L**a mémoire de mon père, que dieu le garde dans son vaste paradis.
Ma chère maman qui m'a toujours poussée, motivée à aller loin dans mes études.*

Mes frères Said, mhand, youcef, Daoud, que sans eux je n'aurai certainement pas fait d'études longues.

A tous mes amis Karim, mahdia, Soraya, Karima, avec qui j'ai partagé une période très chère de ma vie.

A ma binôme Lydia avec qui j'ai partagé des moments de joie, de stress, que je remercie également de m'avoir supporté dans les moments difficiles.

Et finalement à toute personne qui je n'ai pas mentionné mais qui a bien participé à ma réussite.

Yamina

Table des matières

<i>Remerciements</i>	I
Dédicace	II
Dédicace	III
Chapitre 1 : Généralités	1
1.1 Introduction :.....	1
1.2 Présentation de l'ouvrage :	1
1.3 Description architecturale :.....	1
1.4 Données géotechnique du site :.....	1
1.5 Description structurale :.....	2
1.6 Choix de contreventement :.....	2
1.7 Règlements et normes utilisés :	2
1.8 Etats limites (BAEL91) :.....	2
1.8.1 Définition :.....	2
1.8.2 Les hypothèses de calcul :	3
1.9 Caractéristiques des matériaux :.....	4
1.9.1 Béton :	4
1.9.2 L'Acier :.....	7
Chapitre 2 Pré dimensionnement	9
INTRODUCTION :	9
2.1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :.....	9
2.1.1 Les planchers :	9
2.2 Pré dimensionnement des éléments principaux :.....	15
2.2.1 Les poutres :	15
2.2.2 Les voiles :.....	16
2.2.3 Les poteaux :.....	17
2.3 Evaluation des charges et surcharges :	17
2.3.1 Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :	17
2.3.2 Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :	18
2.3.3 Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs :	19
2.3.4 Evaluation de la charge « G » des murs et intérieurs :	19
Descente des charges :.....	20

2.3.5	Vérifications :	23
Chapitre 3	Étude des éléments secondaires	27
3.1	Introduction :	27
3.2	Calcul des planchers :	27
3.2.1	Plancher à corps creux :	27
3.2.2	Plancher à dalle pleine :	45
3.2.3	Etude d'escalier :	52
3.3	Etude de la poutre palière :	56
3.4	Etude de la poutre de chaînage :	60
3.5	Etude de l'acrotère :	63
Chapitre 4	ETUDE SISMIQUE	69
4.1	Introduction :	69
4.2	Objectif de l'étude dynamique :	Erreur ! Signet non défini.
4.3	Méthode de calcul :	69
4.3.1	Disposition des voiles :	73
4.3.2	Vérification de l'effort normal réduit :	77
4.3.3	Vérification de la résultante des forces sismiques :	78
4.3.4	Justification vis à vis des déformations :	78
4.3.5	Justification vis à vis de l'effet P- Δ :	79
4.4	Conclusion :	80
Chapitre 5	Etude des éléments structuraux	81
5.1	Introduction :	81
Etude des poutres :		81
Ferrailage des poutres :		87
5.2	Etude des poteaux :	88
5.3	Étude des voiles :	100
5.4	Conclusion :	104
Chapitre 6	Etude de fondation :	105
6.1	Introduction :	105
6.2	Choix du type des fondations :	105
6.3	Combinaisons d'actions à considérer :	105
6.4	Etude des fondations :	106

Conclusion générale

Bibliographie

Conclusion

Les plans

Figure 1 : diagramme des contraintes du béton.....	5
Figure 2 : Diagramme des contraintes du béton à L'ELU.	6
Figure 3 : diagramme contraintes déformations de l'acier.....	8
Figure 4: Plancher à corps creux.	9
Figure 5 : Différent type de poutrelle.	10
Figure 6 : Schéma de la disposition des poutrelles.....	10
Figure 7 : Coupe transversale d'une poutrelle.....	11
Figure 8 : Dalle sur trois appuis(balcon)	12
Figure 9 : Dalle sur trois appuis (séchoir).	12
Figure 10 : Coupe verticale de l'escalier.....	13
Figure 11 : Escalier a deux volées.....	13
Figure 12 : schéma d'escalier à deux volées.	14
Figure 13 : Coupe sur l'acrotère.	15
Figure 14 : Surface afférente du poteau P1	21
Figure 15 : Schéma d'une poutre continue	27
Figure 16 : Moment d'une poutre à deux travées.	28
Figure 17 : Moment d'une poutre à plus deux travées.	29
Figure 18 : Effort tranchant d'une poutre à 2 travées.....	29
Figure 19 : Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.	29
Figure 20 : Schéma statique de la poutrelle.....	31
Figure 21 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	45
Figure 22 : Dalle sur 3 appuis (balcon)	45
Figure 23 : Dalle sur 3 appuis(séchoir).	48
Figure 24 : Schéma du ferrailage de la dalle du séchoir sur trois appuis.	52
Figure 25 : Schéma statique de l'escalier	53
Figure 26 : Schéma de ferrailage de l'escalier	55
Figure 27 : Schéma statique de la poutre palière.....	56
Figure 28 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.	59
Figure 29 : Schéma statique de la poutre de chainage.....	60
Figure 30 : Schéma de ferrailage de la poutre de chainage.....	63
Figure 31 : Schéma statique de l'acrotère.	63
Figure 32 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	68
Figure 33 : Spectre de réponse.	72
Figure 34 : vue en plan de la structure modélisé.....	73
Figure 35 : Vue en 3D de la structure.....	74
Figure 36 : Mode 1 (translation suivant Y-Y).	75
Figure 37 : Mode 2 (translation suivant X-X).	75
Figure 38 : Mode 3 (torsion autour de Z-Z)	76
Figure 39 : schéma de ferrailage de la poutres principales RDC et 1er, 6eme, 7eme étage. ...	87
Figure 40 : schéma de ferrailage de la poutres principales 2eme et 3eme, 4eme , 5eme étages.	87
Figure 41 : schéma de ferrailage de la poutres secondaires RDC à 3eme étages.....	87
Figure 42 : schéma de ferrailage de la poutres secondaires 4eme, 5eme étages.	88
Figure 43 : schéma de ferrailage de la poutres secondaires 6eme, 7eme étages.....	88

Figure 44 : Section d'un poteau	95
Figure 45 : répartition des moments dans les zones nodales.....	97
Figure 46 : schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau	100
Figure 47 : Schéma des contraintes	102
Figure 48 : Schéma de ferrailage du voile Vx1	104
Figure 49 : Schéma d'une semelle isolée	106
Figure 50 : Schéma d'une Semelle filante.....	107
Figure 51 : Schéma de rupture de dalle de radier.....	111
Figure 52 : Schéma de ferrailage de radier.....	112
Figure 53 : Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens x-x)	113
Figure 54 : Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens y-y)	113
Figure 55 : Section à ferrailer.....	115
Figure 56 : Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x	116
Figure 57 : Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y	117

Tableau 1 : évaluation des charges « G » et surcharges « Q » sur le plancher terrasse.....	17
Tableau 2 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers courants.....	17
Tableau 3 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.....	18
Tableau 4 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de palier.....	18
Tableau 5 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée.....	19
Tableau 6 : Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs.....	19
Tableau 7 : Evaluation de la charge « G » des murs intérieures.....	19
Tableau 8 : Dimensions préliminaires des poteaux et le poids propres.....	20
Tableau 9 : Résultats de la descente de charge du poteau P1.....	22
Tableau 10 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	24
Tableau 11 : Vérification au flambement.....	26
Tableau 12 : Les différents types de poutrelle.....	30
Tableau 13 : Charges revenant aux poutrelles.....	31
Tableau 14 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.....	31
Tableau 15 : Moments maximaux en travée dans la poutrelle type2.....	34
Tableau 16 : Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles (étage courant).....	34
Tableau 17 : Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles (terrasse inaccessible)..	35
Tableau 18 : les sollicitations maximales.....	35
Tableau 19 : Calcul de ferrailage à L'ELU des différents types des poutrelles (étage courant).....	42
Tableau 20 : Calcul de ferrailage à L'ELU des différents types des poutrelles (terrasse inaccessible).	43
Tableau 21 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement.....	43
Tableau 22 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	43

Tableau 23 : Vérification des états limites de déformation.....	43
Tableau 24 : Ferrailage des poutrelles.....	44
Tableau 25 : Ferrailage de dalles sur 3 appuis (balcon).....	46
Tableau 26 : Vérification des états limitent de compression du béton.....	47
Tableau 27 : Ferrailage de dalles sur 3 appuis (séchoir).....	50
Tableau 28 : Vérification des états limitent de compression du béton.....	51
Tableau 29 : Ferrailage de l'escalier.....	54
Tableau 30 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	55
Tableau 31 : Résultats de ferrailage de la poutre palière (en F.S).....	57
Tableau 32 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	59
Tableau 33 : Moments et ferrailages correspondant.....	61
Tableau 34 : Vérification des contraintes dans le béton.....	62
Tableau 35 : Combinaisons d'action de l'acrotère.....	64
Tableau 36 : Les valeurs des pénalités P_q	70
Tableau 37 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.....	74
Tableau 38 : Vérification sous charges verticales à l'ELS.....	76
Tableau 39 : Vérification sous charges horizontales.....	77
Tableau 40 : Vérification de l'effort normal réduit.....	78
Tableau 41 : Vérification de la résultante des forces sismiques.....	78
Tableau 42 : Vérification des déplacements.....	79
Tableau 43 : Vérification de l'effet $P-\Delta$	80
Tableau 44 : Sollicitations et ferrailage des poutres :.....	83
Tableau 45 : Vérification des contraintes tangentielles :.....	85
Tableau 46 : vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	85
Tableau 47 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	86
Tableau 48 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux rectangulaires.....	89
Tableau 49 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux circulaires.....	89
Tableau 50 : Sollicitations dans les poteaux.....	90
Tableau 51 : Ferrailage longitudinal des poteaux.....	93
Tableau 52 : Calcul des armatures transversales.....	93
Tableau 53 : Vérification du flambement des poteaux.....	95
Tableau 54 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux.....	96
Tableau 55 : Vérification des contraintes tangentielles.....	96
Tableau 56 : Les moments résistants dans les poteaux.....	97
Tableau 57 : Les moments résistants dans les poutres.....	98
Tableau 58 : Vérification de la zone nodale.....	98
Tableau 59 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à $x-x'$ et V_{y1} // à $y-y'$	101
Tableau 60 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{y1} dans tous les niveaux.....	103
Tableau 61 : Sollicitations et ferrailage du voile V_{x1} dans tous les niveaux.....	103
Tableau 62 : Section des armatures du radier.....	111
Tableau 63 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	112
Tableau 64 : Vérification des contraintes après l'augmentation de la section d'acier.....	112
Tableau 65 : Sollicitations dans la nervure à l'ELU selon les deux sens.....	114
Tableau 66 : Sollicitations dans la nervure à l'ELS selon les deux sens.....	114
Tableau 67 : Ferrailage des nervures.....	115

Tableau 68 : Vérification des contraintes à l'ELS.....	116
Tableau 69 : Vérification des contraintes à l'ELS après l'augmentation de la section d'acier	116

Notation et symboles :

A, A_s, A_l : Aire d'une section d'acier (longitudinal)

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

B : Aire d'une section de béton.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

F : Force ou action en général.

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

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction.

f_e : Limite d'élasticité.

G : Charges permanentes

I : Moment d'inertie

j : Nombre de jours.

l_f : Longueur de flambement.

M_{ser} : Moment fléchissant de calcul de service.

M_u : Moment fléchissant de calcul ultime.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime.

σ_{bc} : Contrainte maximale du béton comprimé.

σ_{st} : Contrainte dans les aciers tendus.

\emptyset_l : Diamètre d'une armature longitudinale.

\emptyset_t : Diamètre d'une armature transversale.

η : Facteur d'amortissement.

S_t : Espacement des armatures.

Introduction

Générale

Introduction générale

Il est très connu que les tremblements de terre autrement-dit les séismes ressentis par les individus sont le résultat de mouvement des plaques dites tectoniques. En effet, plusieurs dégâts humains et/ou matériels sont produits par ces mouvements. Le domaine de construction est le premier de conséquences majeures des séismes qui s'inscrit dans plusieurs images à savoir l'effondrement et l'endommagement des constructions.

Pour faire face à ces dégâts, il est nécessaire de faire appel aux ingénieurs en génie civil afin d'intervenir dans les futures constructions. Cette intervention peut être marquée au niveau de rigidité de la structure des ouvrages... etc.

Dans ce présent travail, nous allons essayer d'exercer une étude qu'un ingénieur en génie civil est occupé de le faire, nous allons alors étudier une construction à usage d'habitation en R+7 contreventé par un système mixte (voiles et portique), placée dans une zone à moyen sismicité (Bejaia). Pour le faire, nous avons décomposé ce mémoire en six (06) chapitres qui sont :

- Le premier chapitre aborde des généralités.

- Le deuxième chapitre inclus un pré-dimensionnement des éléments de la structure.
- Le troisième chapitre est consacré pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre contient l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre est réservé pour le calcul des éléments structuraux.
- Finalement le dernier chapitre est consacré pour l'étude de l'infrastructure suivi par une conclusion générale de tout le travail.

Chapitre 01

Introduction générale

Chapitre 1 : Généralités

1.1 Introduction :

La conception d'un projet en génie civil s'élabore en tenant compte des aspects fonctionnels et structuraux (poteaux, poutres, voiles ...), la résistance de ces éléments est en fonction du type des matériaux utilisés et de leur dimensions et caractéristiques. Donc pour le calcul des constituants d'un ouvrage, on se base sur des règlements et des méthodes connues (BAEL91 /2003) qui s'appuient sur la connaissance des matériaux (béton et acier) et le dimensionnement et ferrailage des éléments résistants de la structure.

1.2 Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude est un bâtiment (R+7) implanté à Sidi Aiche ; wilaya de Bejaïa qui est classé, d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), en zone II_a .

1.3 Description architecturale :

- Longueur en plan : $L_x = 24,5m$
- Largeur en plan : $L_y = 20,8m$
- Hauteur totale du bâtiment : $H=24,48m$
- Hauteur totale du bâtiment +L'acrotère : $H_t = 25,98m$
- Hauteur de RDC : $h_{rdc} = 3,06m$
- Hauteur des étages courants : $h_e = 3,06m$

1.4 Données géotechnique du site :

L'étude de l'état du sol a été faite à Sidi Aich, Bejaïa, les caractéristiques du sol sont les suivantes :

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2
- La contrainte admissible du sol $\delta_{adm} = 2,5bars$
- L'ancrage minimale des fondations : $D=4,5m$, $\gamma_h = 1,86 t/m^3$, $C_{CD} = 0,51 bars$ $\phi_{CD} = 21,97^\circ$

1.5 Description structurale :

- **Les planchers :** sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissants dans son plan aux éléments de contreventement.
- **L'acrotère :** c'est un élément en béton armé, encastré à la base du bâtiment, au plancher terrasse qui est inaccessible.
- **Les escaliers :** ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre bâtiment possède un seul type d'escalier (escalier droite à deux volées).
- **Balcon :** sont réalisés en dalle pleine.
- **Les maçonneries :**

-les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.

-les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloison de brique creuse séparées par une lame d'air de 5cm.

1.6 Choix de contreventement :

En se basant sur le RPA99/2003 (article 3.4 A.1.a) qui nous exige d'adopter un contreventement mixte lorsqu'on dépasse (14m) en H_a , (l'utilisation d'un contreventement mixte portique-voiles).

1.7 Règlements et normes utilisés :

- RPA99/version 2003(Règlement Parasismique Algérien).
- CBA93 (Code de Béton Armé).
- DTR B.C.2.2 (Document Technique Réglementaire Charges et Surcharges).
- BAEL91/version 99(Béton Armé aux Etats Limites)
- DTR BC2.33.1 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles)

1.8 Etats limites (BAEL91) :

1.8.1 Définition :

Un état limite est état particulier d'une structure ou de l'un de ses éléments, dans lequel une condition requise est strictement satisfaite et cesserait de l'être dans le cas de modification défavorable d'une action. Il existe deux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU) :

- équilibre statique.
- Stabilité de forme.
- Résistance de tous les éléments.

b) Etat limite de service(ELS) :

On s'intéresse aux conditions d'exploitations de la structure en vérifiant :

- La contrainte de compression du béton.
- L'ouverture des fissures.
- Les déformations.

1.8.2 Les hypothèses de calcul :

a) Etat Limite Ultime « E L U » : CBA93 (Art A.4.3.2) :

- Les sections droites restent planes après déformation.
- Pas de glissement relatif entre les armatures et le béton.
- La résistance à la traction du béton est négligeable.
- L'allongement ultime de l'acier est limité à 10%.
- Le raccourcissement ultime du béton est limité à 3,5‰ en flexion, et à 2‰ dans le cas de la compression simple.
- le diagramme contrainte déformation ; de calcul du béton on utilise le diagramme parabole rectangle lorsque la section est entièrement comprimée sinon c'est le diagramme rectangulaire simplifié dans les autres cas.

b) Etat Limite de Service « E L S », CBA93 (Art A.4.5).

- Les trois premières hypothèses citées en (I.8.2.1).
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux linéairement élastiques ($\sigma = E\varepsilon$).

$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$ avec : E_s : module de Young de l'acier

E_b : Module de Young de béton

n : coefficient d'équivalence acier-béton.

1.9 Caractéristiques des matériaux :

1.9.1 Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange de ciment et de granulats (sables, gravions). Et d'eau de gâchage et parfois les adjuvants, le béton armé est obtenu en introduisant dans le béton des aciers (armatures) disposées de manière à équilibrer les efforts de traction. La fabrication des bétons est en fonction de l'importance du chantier, elle peut se faire soit par une simple bétonnière de chantier, soit par l'installation d'une centrale à béton. La centrale à béton est utilisée lorsque les volumes et les cadences deviennent élevés, et la durée de la production sur un site donné est suffisamment longue.

Résistance caractéristique du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression :

La résistance caractéristique à la compression du béton f_{cj} à « j » jours d'âge est déterminée à partir d'essais de compression axiale, sur des éprouvettes normalisées de 16cm de diamètre et de 32cm de hauteur, on utilise le plus souvent la valeur à 28 jours de maturité f_{c28} .

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_{cj} = \frac{j}{4,76 + 0,83j} f_{c28} & \text{si } j \leq 28 \text{ jours...BAEL91 (article A.2.1.1.1)} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{si } j > 28 \text{ jour} \\ f_{cj} = 1,1 f_{cj} & \text{si } j \geq 60 \text{ jours} \end{array} \right.$$

⇒ Pour notre étude on prend $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

b) Résistance caractéristiques à la traction :

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \quad \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \quad \text{CBA93 (article A.1.2.1.2)}$$

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

c) Contrainte limite :

A l'état limite ultime :

▪ **Contrainte ultime de compression :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

BAEL91 (Article 4.3.4).

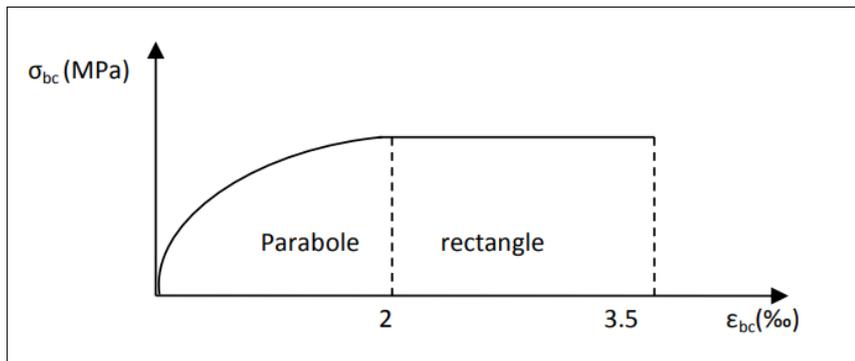


Figure 1 : diagramme des contraintes du béton.

γ_b: Coefficient de sécurité pour le béton ;

Avec : $\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b=1,15 \text{ situation accidentelles} \\ \gamma_b=1,5 \text{ situation durables} \end{array} \right.$

et θ : coefficient d'application

Avec : $\left\{ \begin{array}{lll} \theta=1 & \text{si} & t > 24\text{h} \\ \theta=0,9 & \text{si} & 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta=0,85 & \text{si} & t < 1\text{h.} \end{array} \right.$

Donc :

σ_{bc} = 14.2 MPA pour γ_b = 1.5

σ_{bc} = 18.48 MPA pour γ_b = 1.15

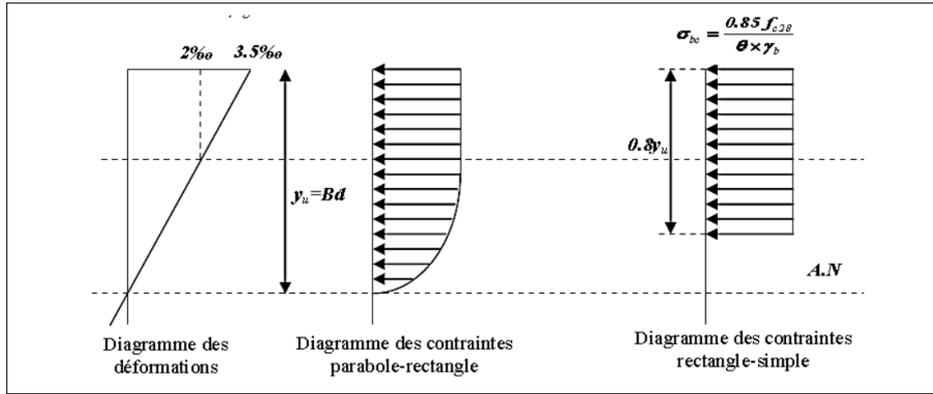


Figure 2 : Diagramme des contraintes du béton à L'ELU.

▪ **Contrainte ultime de cisaillement :**

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

- Dans le cas de la fissuration peu nuisible :

$$\tau_{adm} = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 5 \text{Mpa})$$

Pour : $f_{cj} = 25 \text{MPa}$ \implies $\tau_{adm} = 3.33 \text{MPa}$

- Dans le cas de la fissuration nuisible ou très nuisible :

$$\tau_{adm} = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{Mpa})$$

Pour : $f_{cj} = 25 \text{MPa}$ \implies $\tau_{adm} = 2.50 \text{MPa}$

A l'état limite de service :

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

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

Avec : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{MPa}$ **CBA93 (Article A.4.5.2).**

d) Déformation longitudinale du béton :

Module de déformation instantanée :

-à court terme :

$$E_{ij} = 11000 * \sqrt[3]{f_{cj}} \quad T \leq 24 \text{h} \quad \text{CBA93 (Article A.2.1.2.1).}$$

Si : $f_{c28} = 25 \text{MPa}$ on a : $E_{i28} = 32164 \text{MPa}$.

-à long terme :

$$E_{vj} = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} \implies E_{vj} = 10818.86 \text{ MPA.} \quad T > 24\text{h.}$$

(E_{vj} : Module de déformation différée).

1.9.2 L'Acier :

L'acier est fabriqué à partir de Fer dans des hauts fourneaux, c'est le carbone qui influe sur la qualité de l'acier. Les aciers sont destinés à équilibrer les efforts de tractions et éventuellement de compressions que le béton ne pourrait pas supporter seul. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E

On a :

- Les aciers en ronds lisses (RL).
- Les aciers à haute adhérence (HA).
- Treillis soudés.

1.9.2.1. Caractéristiques mécaniques des aciers :

$$\begin{aligned} \text{❖ A L'ELU : } \sigma_{st} &= \frac{f_e}{\gamma_s} \quad \text{et} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1.5 \quad \text{pour les situations durables.} \\ \gamma_s = 1 \quad \text{pour les situations accidentelles.} \end{array} \right. \\ & \left\{ \begin{array}{l} \sigma_{st} = 348 \text{ Mpa En situation durable.} \\ \sigma_{st} = 400 \text{ Mpa En situation accidentelle.} \end{array} \right. \end{aligned}$$

❖ A L'ELS :

-fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

-fissuration nuisible : $\sigma_{st}^- = \min [(2/3) \times f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ **BAEL91 (Article A.4.5.3.2).**

-fissuration très nuisible : $\sigma_{st} = \min [0.5 \times f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{tj}}]$ **BAEL91 (Article A.4.5.3.2).**

Avec coefficient de fissuration :

$$\left\{ \begin{array}{l} \eta = 1 \quad \text{pour les ronds lisses (RL) et treillis soudé (TS).} \\ \eta = 1.6 \quad \text{pour les hautes adhérences (HA) } \quad \varnothing \geq 6\text{mm.} \\ \eta = 1.3 \quad \text{Pour les hautes adhérences (HA) } \quad \varnothing < 6\text{mm} \end{array} \right.$$

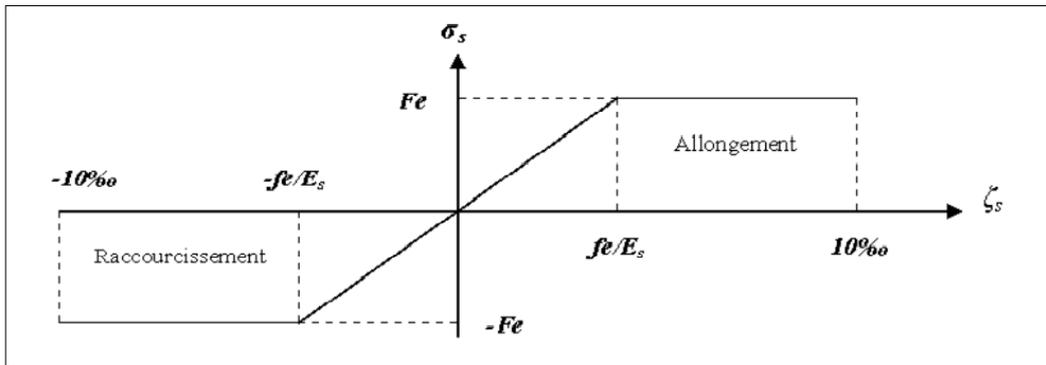


Figure 3 : diagramme contraintes déformations de l'acier.

Chapitre 02

Chapitre 2 Pré dimensionnement

INTRODUCTION :

Le pré dimensionnement consiste à définir les dimensions des différents éléments de la structure avant l'étude du projet. Il se fait selon les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version 2003) et du CBA93.

2.1 Pré dimensionnement des éléments non structuraux :

2.1.1 Les planchers :

Le plancher est une structure horizontale qui supporte les surcharges d'exploitation (personnes, mobilière, véhicules, ...) et les charges permanentes (cloisons, revêtements). Celle-ci retransmettra aux poutres, aux poteaux et aux murs porteurs, a la fin aux fondations. Dans notre projet on trouve des planchers à corps creux et en dalle pleine.

a) Plancher à corps creux :

Ils sont dimensionnés à partir de la condition de la flèche :

(CBA93 Art B.6.8.4.2.4)

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5}$$

h_t : Hauteur totale du plancher (corps creux + dalle de compression).

L_{max} : La plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{max} = 330 - 30 = 300 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{300}{22.5} = 13.33 \text{ cm}$$

On adopte un plancher de $(16+4) = 20 \text{ cm}$. Avec $h_{cc} = 16 \text{ cm}$ est la hauteur du corps creux et

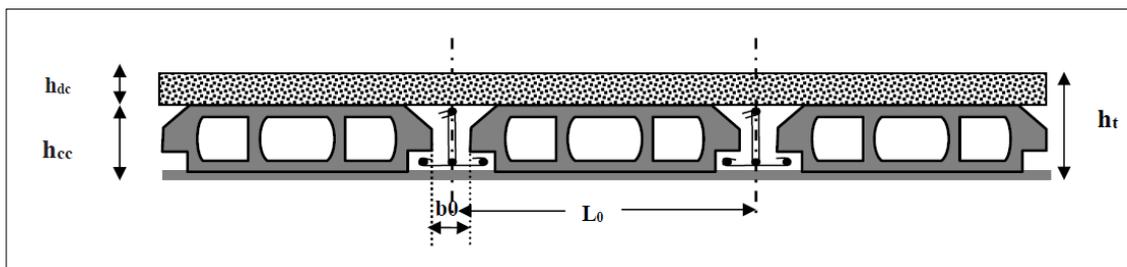


Figure 4: Plancher à corps creux.

L_0 : Distance entre axe des poutrelles.

➤ **les poutrelles :**

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

La disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

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

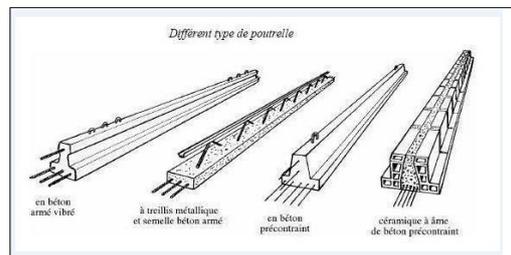


Figure 5 : Différent type de poutrelle.

Disposition des poutrelles :

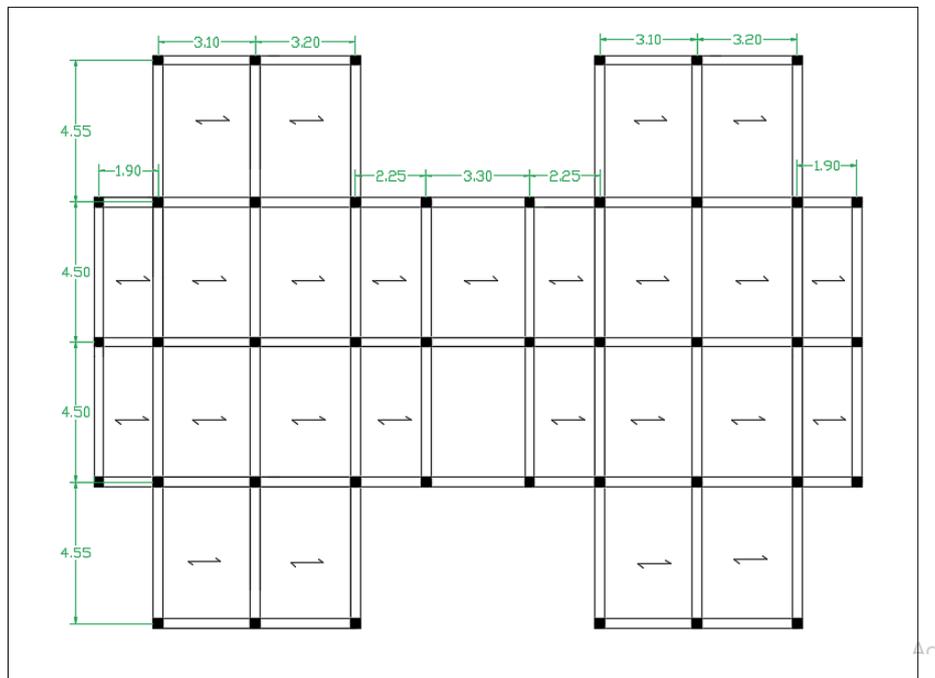


Figure 6 : Schéma de la disposition des poutrelles.

➤ **Pré dimensionnement des poutrelles :**

$$\frac{b-b_0}{2} < \min\left[\frac{L_x}{2}, \frac{L_y}{10}\right]$$

h_t : Hauteur du plancher ($h_t = 20$ cm).

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

b_0 : Largeur de la nervure.

b : Largeur efficace de la dalle.

L_x : Distance entre nus de deux poutrelles.

L_y : Travée minimal entre nus d'appui dans le sens de la disposition des poutrelles.

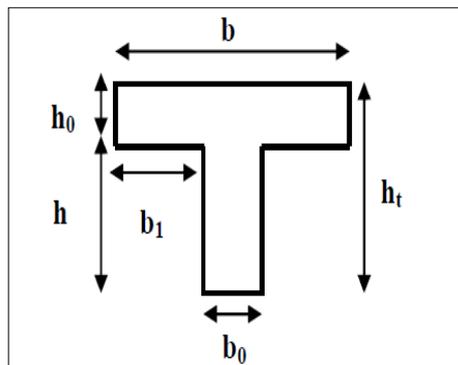


Figure 7 : Coupe transversale d'une poutrelle.

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t \quad \rightarrow \quad b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * 20 \quad \rightarrow \quad b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$$

On prend : $b_0 = 10$ cm ; $L_x = 65 - 10 = 55$ cm ; $L_y = 190 - 30 = 160$ cm

$$\rightarrow \quad \frac{b-10}{2} \leq \min\left[\frac{55}{2}, \frac{160}{10}\right] \quad \text{On adopte : } \mathbf{b_1 = 16 \text{ cm.}}$$

$$b = 2 * b_1 + b_0 \quad \Rightarrow \quad b = 2 * 16 + 10 = 42 \text{ cm.}$$

Soit : $\mathbf{b = 42 \text{ cm} ; h = 20 \text{ cm.}}$

b) Plancher en dalle pleine :

C'est une dalle en béton armé coulé sur place, elle est constituée d'armature et de béton. Son pré dimensionnement se fait selon deux critères :

• **Critère de résistance :**

- $e \geq \frac{l_x}{20}$: \rightarrow pour une dalle sur un seul ou deux appuis.

- $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$: → Pour une dalle sur quatre appuis avec $\rho < 0.4$.
- $\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$: → pour une dalle sur trois ou quatre appuis avec $\rho \geq 0.4$
- **Coupe-feu :**
 - $e \geq 7\text{cm}$: → pour une heure de coupe-feu.
 - $e \geq 11\text{cm}$: → pour deux heures de coupe-feu.
 - $e \geq 14\text{cm}$: → pour quatre heures de coupe-feu.

Dalle sur trois appuis (balcon) :

$L_x=1.2\text{m} ; L_y=1.6\text{m}.$

$\rho = \frac{1.2}{1.6} = 0.75 > 0.4$

$\frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

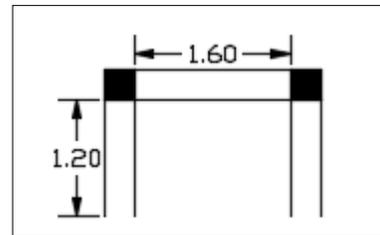


Figure 8 : Dalle sur trois appuis(balcon)

$\frac{120}{45} \leq e \leq \frac{120}{40}$

⇒ $2.67\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm}$

On prend $e=14\text{cm}$ pour avoir une bonne isolation phonique et une résistance au feu > 2heures.

Dalle sur trois appuis (séchoir) :

$\rho = \frac{1.5}{1.95} = 0.76 > 0.4$ la dalle travaille dans 2 sens.

$\frac{150}{45} \leq e \leq \frac{150}{40}$ ⇒ $3.33\text{cm} \leq e \leq 3.75\text{cm}$

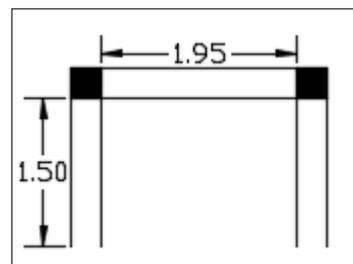


Figure 9 : Dalle sur trois appuis (séchoir).

Donc : $e= 14\text{cm}.$

c) Les escaliers :

L'escalier est un élément constructif de circulation verticale permettant de passer d'un niveau à un autre. Il est constitué d'une succession de marches et de contre marches. Il peut

être en béton armé coulé en place ou préfabriqué, en métal, en bois... etc. Les composants d'un escalier sont montrés sur la figure 7, ses dimensions sont les suivants :

- Emmarchement : largeur utile de l'escalier.
- Hauteur de la contre marche (h) : hauteur qui sépare deux marches consécutives,
- Giron : largeur (g) de la marche prise sur la ligne de foulée.

Le schéma est comme suit :

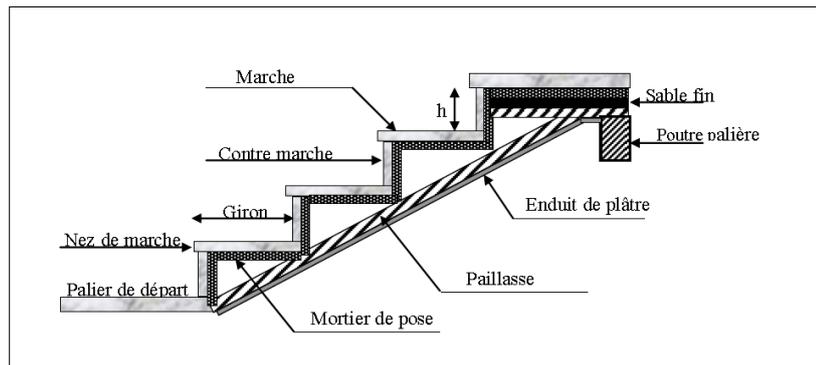


Figure 10 : Coupe verticale de l'escalier.

Dans notre projet, nous avons un seul type d'escalier : escalier à deux volées en béton armé coulé sur place.

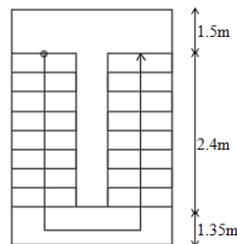


Figure 11 : Escalier à deux volées.

• **Pré dimensionnement des escaliers :**

Pour déterminer les dimensions des marches et des contres marches on utilise la formule de **Blondel** qui est donnée par : $60\text{ cm} \leq 2h + g \leq 65\text{cm} \dots \dots \dots (1)$.

h : la hauteur des contre marches.

g : la largeur (giron).

On prend :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \text{ entre } 14 \text{ et } 18 : (h = \frac{H}{n}). \\ g \text{ entre } 25 \text{ et } 32 : (g = \frac{L_0}{(n-1)}). \end{array} \right.$$

Avec :

L_0 : Longueur projetée de la volée.

H : hauteur de la volée.

n : nombre de contre marches.

n -1: Nombre de marches.

-Calcul du nombre de marche et de contre marche :

On a : $L=2.4m$ et $H=1.53m$.

$$\text{De (1) : } 64n^2 - (64+2H+L)n + 2H=0 \quad \Rightarrow \quad 64n^2 - (64+2*153+240)n + 2*153=0$$

$64n^2 - 610n + 306=0$. La résolution de cette équation donne $n=9$ (nombre de contre marche).

$$\left\{ \begin{array}{l} g = \frac{L_0}{n-1} = \frac{240}{8} = 30\text{cm} \quad \Rightarrow \quad g = 30\text{cm}. \\ h = \frac{H}{n} = \frac{153}{9} = 17\text{cm} \quad \Rightarrow \quad h = 17\text{cm}. \end{array} \right.$$

-Epaisseur de la paillasse :

L'épaisseur de la paillasse est déterminée à partir de la condition suivante :

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \quad \text{avec : } L = L_v + L_p + L'_p : \text{La longueur développée}$$

L_v : Longueur de la volée.

L_p : Longueur du palier du départ.

L'_p : Longueur du palier d'arrivée.

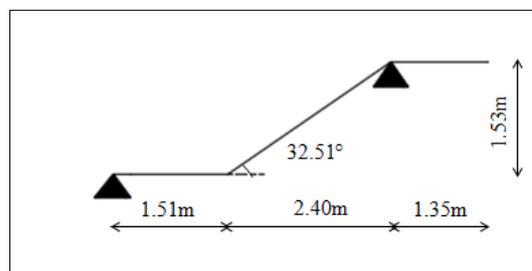


Figure 12 : schéma d'escalier à deux volées.

$$\tan \alpha = \frac{H}{L_0} = \frac{153}{240} = 0.6375 \quad \Rightarrow \quad \alpha = 32.51^\circ.$$

$$L = \sqrt{L_0^2 + H^2} + L'_p + L_p$$

$$L = \sqrt{2.4^2 + 1.53^2} + 1.51 \quad \Rightarrow \quad L = 4.36 \text{ m}$$

$$\frac{436}{30} \leq e \leq \frac{436}{20} \quad \Rightarrow \quad 14.5 \text{ cm} \leq e \leq 21.80 \text{ cm}$$

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

d) L'acrotère :

C'est un ouvrage en béton armé, encasté au niveau du plancher terrasse. Soumise à son poids propre et une force horizontale

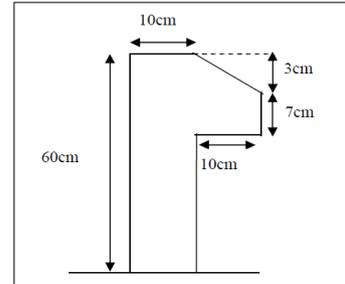


Figure 13 : Coupe sur l'acrotère.

Surface de l'acrotère :

$$S = (60 \times 10) + (10 \times 7) + \frac{10 \times 3}{2} = 0.0685 \text{ m}^2.$$

2.2 Pré dimensionnement des éléments principaux :

2.2.1 Les poutres :

Sont des éléments porteurs (poutre, voiles, poteaux).

2.2.1.1 Les poutres principales(PP) :

Elles sont perpendiculaires aux poutrelles. Selon le BAEL 91 le pré dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivante :

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

On suppose des poteaux de $(30 \times 30) \text{ cm}^2$.

$$\left\{ \begin{array}{l} h : \text{ hauteur de la poutre.} \\ L_{max} : \text{ Distance maximale entre nus d'appuis} \end{array} \right. \quad \Rightarrow \quad L_{max} = 4.55 - 30 = 4.25 \text{ m.}$$

$$\text{D'ou: } L_{max} = 425 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad 28.33 \text{ cm} \leq h \leq 42.5 \text{ cm}$$

$$\text{On prend : } \left\{ \begin{array}{l} h = 35 \text{ cm.} \\ b = 30 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

-vérifications des conditions du RPA 99 (version 2003) :

Selon les recommandations du RPA 99 (version 2003), on doit satisfaire les conditions suivantes :

- $b \geq 20\text{cm}$ → condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ → condition vérifiée.
- $h/b=35/30=1.16 < 4$ → condition vérifiée.

2.2.1.2 Les poutres secondaires (PS) :

Elles sont parallèles aux poutrelles.

$$L_{max}=3.3-0.3= 3\text{m.} \quad \text{D'où : } L_{max}=300\text{cm.} \quad \Rightarrow \quad 20\text{cm} \leq h \leq 30\text{cm.}$$

On prend: $\left\{ \begin{array}{l} \mathbf{h = 30cm.} \\ \mathbf{b = 30cm.} \end{array} \right.$

-vérification des conditions du RPA (version 2003):

- $b \geq 20\text{cm}$ → condition vérifiée.
- $h \geq 30\text{cm}$ → condition vérifiée
- $h/b=30/30=1 < 1.4$ → condition vérifiée.

2.2.2 Les voiles :

Son épaisseur est donnée par les conditions du RPA (article 7.7.1)

- $e > \frac{h_e}{20}$
- $e \geq 15 \text{ cm}$
- $L > 4 e$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} h_e : \text{ hauteur libre d'étage.} \\ L : \text{ Longueur du voile.} \\ e : \text{ Epaisseur du voile.} \end{array} \right.$$

Pour toute les étages : $h_e = 2.86\text{m.}$

D'où : $e \geq \frac{286}{20} = 14.3 \text{ cm.}$ On adopte un voile de contreventement d'épaisseur **e=20 cm.**

2.2.3 Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire et circulaire, destiné à transmettre les charges aux fondations. Le pré dimensionnement des poteaux se fera en fonction des sollicitations de calcul en compression simple à l'ELU, tout en vérifiant les deux conditions suivantes :

- ✚ Stabilité de forme (flambement).
- ✚ Résistance à la compression.
- ✚ Exigence du RPA99.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en vérifiant les recommandations du **RPA99/2003 (Article 7.4.1)**

2.3 Evaluation des charges et surcharges :

2.3.1 Evaluation des charges et des surcharges sur les planchers :

2.3.1.1 Plancher terrasse inaccessible (16+4) :

Tableau 1 : évaluation des charges « G » et surcharges « Q » sur le plancher terrasse.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)	Poids volumique (KN/m ³)
Gravillon de protection	0.04	0.80	20
Etanchéité multicouches	0.02	0.12	6
Forme de pente	0.10	2.20	22
Plancher à corps creux (16+4)	0.20	2.85	/
Isolation thermique	0.04	0.10	18
Enduit de plâtre	0.015	0.15	14
Total charges permanentes	G=6.22KN/m²		/
Total charges d'exploitations	Q=1KN/m²		/

2.3.1.2 Plancher étage courant :

Tableau 2 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers courants.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)	Poids volumique (KN/m ³)
Cloisons de séparation	0.10	1	10
Revêtement en carrelage	0.02	0.44	22
Mortier de pose	0.02	0.40	20
Lit de sable	0.03	0.36	18

Plancher à corps creux	0.20	2.85	/
Enduit de plâtre	0.015	0.15	14
Total charges permanentes	G=5.2KN/m ²		/
Total charges d'exploitations	Q=1.5KN/m ²		/

2.3.1.3 Plancher à dalle pleine (balcon) :

Tableau 3 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » des planchers à dalle pleine.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)	Poids volumique (KN/m ³)
Revêtement en carrelage	0.02	0.44	22
Mortier de pose	0.02	0.40	20
Lit de sable	0.03	0.36	18
Plancher dalle pleine	0.12	3.50	25
Enduit de plâtre	0.015	0.15	14
Total charges permanentes	G=4.85KN/m ²		/
Total charges d'exploitations	Q=3.5KN/m ²		/

2.3.2 Evaluation des charges et des surcharges des escaliers :

2.3.2.1 Le palier :

Tableau 4 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de palier.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)	Poids volumique (KN/m ³)
Palier	0.2	5	25
Carrelage	0.02	0.44	22
Mortier de pose	0.02	0.40	20
Lit de sable	0.03	0.36	18
Enduit de plâtre	0.015	0.15	14
Total charges permanentes	G=6.35KN/m ²		/
Total charges d'exploitations	Q=2.5KN/ m ²		/

2.3.2.2 La volée :

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur la volée sont :

- Poids de la paille et de la couche d'enduit : $\gamma.e/\cos \alpha$
- Poids d'une marche : $\gamma.h/2$
- Poids du revêtement et du mortier de pose : Horizontal : $\gamma.e$ et Vertical: $\gamma.e. (h/g)$.

Chapitre 02

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau 5 : Evaluation des charges « G » et surcharges « Q » de la volée.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)	Poids volumique (KN/m ³)
Revêtements en carrelage			22
Horizontales	0,02	0,44	
Revêtements verticales	0.02*(0.17/0.3)	0.249	22
Mortier de pose horizontale	0.02	0.40	20
Mortier de pose verticale	0.02*(0.17/0.3)	0,226	20
Marches	0.17/2	1,87	22
La paillasse	0,15/cos 32,52	4,45	25
Enduit de plâtre	0.02/cos 32,52	0,47	20
Total charges permanentes	/	G=8.11 KN/ m ²	
Total charges d'exploitations	/	Q=2.5KN/ m ²	

2.3.3 Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs :

Tableau 6 : Evaluation de la charge « G » des murs extérieurs.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)	Poids volumique (KN/m ³)
Enduit de ciment	0.02	0.40	20
Brique creuse	0.15	1.35	9
Lame d'aire	0.05	/	/
Brique creuse	0.10	0.90	9
Enduit de plâtre	0.015	0.15	14
Total charges Permanentes	G=2.8KN/m ²		/

2.3.4 Evaluation de la charge « G » des murs et intérieurs :

Tableau 7 : Evaluation de la charge « G » des murs intérieures.

Désignation des éléments	Epaisseur 'e' (m)	Poids 'G' (KN/m ²)	Poids volumique (KN/m ³)
Enduit de plâtre	0.015	0.15	14
Brique creuse	0.10	0.90	9
Enduit de plâtre	0.015	0.15	14
Total charges Permanentes	G=1.2KN/m ²		/

Descente des charges :

La descente de charges a pour but de déterminer les charges et les surcharges revenant à chaque élément porteur au niveau de chaque plancher. On effectuera la descente de charges pour le poteau le sollicité.

•La loi de dégression des charges d’exploitation :

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

$Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_n$: les charges d’exploitations respectives des planchers des étages : 1,2,3,.....,n numérotés à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse : Q_0

Sous le 8ème étage : $Q_0 + Q_1$

Sous le 7ème étage : $Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$

Sous le 6ème étage: $Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous le 5ème étage : $Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$

Sous le 4ème étage : $Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$

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

Tableau 8 : Dimensions préliminaires des poteaux et le poids propres.

Niveau	Dimensions (b*h)cm ²	Poids propres ($\gamma_c * b * h * H_e$)
RDC	45*50	17.212
Etages 1		17.212
Etages 2	40*45	13.77
Etages 3		13.77
Etages 4	35*40	10.71
Etages 5		10.71
Etages 6	30*35	8.032
Etages 7		8.032

Avec :

$$\gamma_c = 25 \text{ KN/m}^3.$$

$$H_e = 3.06 \text{ m.}$$

a) Surfaces afférentes :(poteau P1)

$$s_1 = 1.4 * 2.1 = 2.94 \text{ m}^2$$

$$s_2 = 1.45 * 2.1 = 3.045 \text{ m}^2$$

$$s_3 = 2.125 * 1.45 = 3.081 \text{ m}^2$$

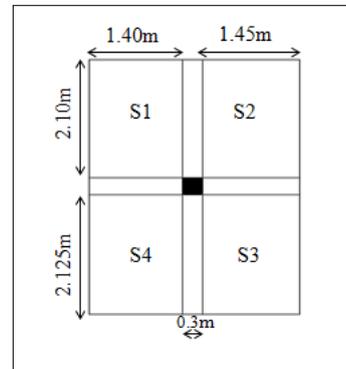


Figure 14 : Surface afférente du poteau P1

$$s_4 = 1.4 * 2.13 = 2.975 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff}} = s_1 + s_2 + s_3 + s_4 = 12.041 \text{ m}^2$$

• **Surface afférentes sous G :**

$$S_{\text{aff (TI)}} = s_1 + s_2 + s_3 + s_4 = 12.041 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff (plancher)}} = s_1 + s_2 + s_3 + s_4 = 12.041 \text{ m}^2$$

• **Surface afférentes sous Q :**

$$S_{\text{aff (TI)}} = S_{\text{aff (TI)}} + b * L_p = 12.041 + 0.3 * 7.07 = 14.164 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{aff (plancher)}} = 12.041 + 0.3 * 7.075 = 14.156 \text{ m}^2$$

• **poids des poutres :**

$$L_{pp} = 4.225 \text{ m.}$$

$$L_{ps} = 2.85 \text{ m.}$$

$$\implies G_{pp} = \gamma_c * h_{pp} * b_{pp} * L_{pp}$$

$$\implies \begin{cases} G_{pp} = 25 * 0.3 * 0.35 * 4.225 = 11.091 \text{ KN.} \\ G_{ps} = 25 * 0.3 * 0.3 * 2.85 = 6.413 \text{ KN.} \end{cases}$$

$$G_{poutre} = G_{pp} + G_{ps} = 17.504 \text{ KN.}$$

b) Les charges transmises au poteau le plus sollicité :

• **Les charges permanentes :**

$$G_{\text{terrasse inac}} = G * S_{aff} = 6.22 * 12.041 = 74.895 \text{ KN.}$$

$$G_{\text{plancher}} = 5.2 * 12.041 = 62.613 \text{ KN.}$$

• **Les charges d'exploitations :**

$$Q_{\text{terrasse inac}} = Q * S_{aff} = 1 * 14.164 = 14.164 \text{ KN.}$$

$$Q_{\text{plancher}} = 1.5 * 14.156 = 21.234 \text{ KN.}$$

Les résultats de la descente de charge réalisée pour le poteau le plus sollicité sont récapitulés dans le tableau ci-après :

Tableau 9 : Résultats de la descente de charge du poteau P1.

	Elément	Poids Propres G(KN)	surcharges Q(KN)
N8	Plancher terrasse inaccessible	74.895	14.164
	poutres	17.504	
	poteaux	8.032	
	Somme	100.431	
N7	N8	100.431	14.164+21.234
	Plancher étage courant	62.613	
	poutres	17.504	
	poteaux	8.032	
	Somme	188.58	
N6	N7	188.58	14.164+0.95 (2*21.234)
	Plancher étage courant	62.613	
	poutres	17.504	
	poteaux	10.71	
	Somme	279.407	
N5	N6	279.407	14.164+0.9 (3*21.234)
	Plancher étage courant	62.613	
	poutres	17.504	

Chapitre 02

	poteaux	10.71	
	Somme	370.234	71.496
N4	N5	370.234	14.164+0.85 (4*21.234)
	Plancher étage courant	62.613	
	poutres	17.504	
	poteaux	13.77	
	Somme	464.121	86.40
N3	N4	464.121	14.164+0.8 (5*21.234)
	Plancher étage courant	62.613	
	poutres	17.504	
	poteaux	13.77	
	Somme	558.008	99.10
N2	N3	558.008	14.164+0.75 (6*21.234)
	Plancher étage courant	62.613	
	poutres	17.504	
	poteaux	17.212	
	Somme	655.337	109.717
N1	N2	655.337	14.164+0.7 (7*21.234)
	Plancher étage courant	62.613	
	poutres	17.504	
	poteaux	17.212	
	Somme	752.666	118.211

Donc :
$$\left\{ \begin{array}{l} G_{\text{totale}} = 752.666 \text{ KN} \\ Q_{\text{totale}} = 118.211 \text{ KN} \end{array} \right.$$

2.3.5 Vérifications :

❖ L'effort normal ultime :

$$N_u = 1.35 G + 1.5 Q = 1.35(752.666) + 1.5 (118.211) = 1193.416 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (article B.8.11)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime NU a 10%, telle que :

$$N_u = 1.1 (1.35G + 1.5Q) = 1.1 * 1193.416 = \mathbf{1312.758 \text{ KN.}}$$

❖ Vérification à la résistance (compression simple) du poteau le plus sollicité :

▪ Vérification du poteau au niveau RDC :

$$\sigma_{bc} = \frac{N_u}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\theta * \gamma_b}$$

- B : la section du poteau.
- $\gamma_b=1.5$: coefficient de sécurité du béton.
- $\theta =1$:

Avec : $\bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.16 \text{ MPA}$

$B \geq \frac{1312.758 \cdot 10^{-3}}{14.16} \implies B \geq 0.093 \text{ m}^2$

On a : $B = 0.45 \cdot 0.5 = 0.225 \text{ m}^2$

Donc : $B = 0.225 \text{ m}^2 \geq 0.093 \text{ m}^2$ **Condition vérifiée.**

La vérification à la compression simple des poteaux des autres niveaux est résumée dans le tableau suivant :

Tableau 10 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Niveaux	Nu(KN)	Sections (cm)	B ≥ B _{calculé}		observation
			B (m ²)	B _{calculé} (m ²)	
RDC	1312.53	45*50	0.225	0.093	vérifiée
1 ^{er} étage	1154.297	45*50	0.225	0.081	vérifiée
2 ^{eme} étage	992.236	40*45	0.18	0.070	vérifiée
3 ^{eme} étage	831.779	40*45	0.18	0.059	vérifiée
4 ^{eme} étage	667.819	35*40	0.14	0.047	vérifiée
5 ^{eme} étage	504.895	35*40	0.14	0.036	vérifiée
6 ^{eme} étage	338.468	30*35	0.105	0.024	vérifiée
7 ^{eme} étage	172.511	30*35	0.105	0.012	vérifiée

❖ **Vérification au flambement :**

D’après le **CBA 93** (Article B.8.2.1), on doit faire la vérification suivante :

$N_u \leq \bar{N}_u = \alpha \cdot \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$

- $B_r = (b - 2) \cdot (h - 2)$: section réduite de poteau.
- A_s : Section d’armature comprimée.
- $\gamma_s = 1.15$: Coefficient de sécurité de l’acier.
- $\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité du béton
- $f_e = 400 \text{ MPA}$

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \rightarrow \text{pour } \lambda \leq 50. \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{\lambda}{50} \right)^2 \rightarrow \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70. \end{array} \right.$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($l_f = 0.7 * L_0$).

L_0 : Hauteur libre du poteau = (hauteur d'étage – hauteur de la poutre principale)

i : Rayon de giration : ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

I : Moment d'inertie: $\frac{b * h^3}{12}$

$$A_s \geq 0.8\% * B_r.$$

On prend : $A_s = 1\% * B_r$.

$$B_{rcal} \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + \frac{f_e}{100 * \gamma_s} \right]}$$

BAEL 91 Article (7-4-2).

On doit vérifier que : $B_r \geq B_{rcal}$.

● **Exemple de calcul :**

- **Vérification du poteau à la base RDC (45*50)cm² :**

On a: $B = 0.45 * 0.5 = 0.225 m^2$

Et: $I = \frac{0.4 * 0.5^3}{12} = 4.17 * 10^{-3} m^4 \rightarrow i = \sqrt{\frac{4.17 * 10^{-3}}{0.225}} = 0.136 m$

Et on a : $L_0 = 3.06 - 0.35 = 2.71 m \rightarrow l_f = 0.7 * 2.71 = 1.897 m$

Ce qui donne : $\lambda = \frac{1.897}{0.136} = 13.95 < 50$ donc : $\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.95}{35} \right)^2} = 0.824$

$$B_{rcal} \geq \frac{1312.758 \cdot 10^{-3}}{0.824 \left[\frac{25}{0.9 \cdot 1.5} + \frac{400}{100 \cdot 1.15} \right]} = 0.072 m^2$$

$$B_r = (45-2) \cdot (50-2) \cdot 10^{-4} = 0.206 m^2 > 0.072 m^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc le poteau ne risque pas de se flamber. Le tableau suivant résume les vérifications au flambement du poteau le plus sollicité pour tous les niveaux.

Tableau 11 : Vérification au flambement.

Niveau	N_u (KN)	i (m)	λ	α	$B_r \geq B_{rcal}$		Observation
					B_r	B_{rcal}	
7	172.511	0.101	18.78	0.804	0.092	0.009	Vérifiée
6	338.468	0.101	18.78	0.804	0.092	0.019	Vérifiée
5	504.895	0.115	16.50	0.814	0.125	0.028	Vérifiée
4	667.819	0.115	16.50	0.814	0.125	0.038	Vérifiée
3	831.779	0.129	14.71	0.821	0.163	0.046	Vérifiée
2	992.236	0.129	14.71	0.821	0.163	0.055	Vérifiée
1	1154.297	0.136	13.95	0.824	0.206	0.064	Vérifiée
RDC	1312.758	0.136	13.95	0.824	0.206	0.072	Vérifiée

Conclusion :

Le pré dimensionnement des éléments porteurs nous a permis d'adopter les dimensions préliminaires suivantes :

- Poutres principales : (30*35) cm^2
- Poutres secondaires : (30*30) cm^2
- Poteaux du RDC, étage1 : (45*50) cm^2
- Poteaux des étages 2 et 3 : (40*45) cm^2
- Poteaux des étages 4 et 5 : (35*40) cm^2
- Poteaux des étages 6 et 7 : (30*35) cm^2

Pour les poteaux circulaires nous avons adopté :

- Poteaux du RDC, étage1 : 50cm
- Poteaux des étages 2 et 3 : 45cm
- Poteaux des étages 4 et 5 : 40cm
- Poteaux des étages 6 et 7 : 35cm

Chapitre 03

Chapitre 3 Étude des éléments secondaires

3.1 Introduction :

Les éléments secondaires sont des éléments qui ne contribuent pas directement au contreventement, dont l'étude est indépendante de l'action sismique. Dans ce chapitre on calcule les éléments suivants :

- Les planchers (plancher à corps creux et à dalle pleine).
- Les escaliers.
- Les poutres de chaînage.
- L'acrotère.

3.2 Calcul des planchers :

Dans notre structure nous avons deux types de planchers : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

3.2.1 Plancher à corps creux :

Il est constitué par des éléments porteurs (poutrelle) et par des éléments de remplissage (corps creux) et avec une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur.

❖ Poutrelle :

Elles sont calculées en flexion simple, comme des poutres continues (sur plusieurs appuis) en flexion simple. Il existe deux méthodes de calcul, la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

- Méthode Forfaitaire :

Le BAEL 91 (Art.B.6.210) propose cette méthode simplifiée pour déterminer les moments en appui et en travée. Elle est applicable si les 4 conditions suivantes sont vérifiées :

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \text{Min}(2G, 5\text{KN}/\text{m}^2)$).
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq L_i / (L_i + 1) \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées ($I = \text{constant}$).
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

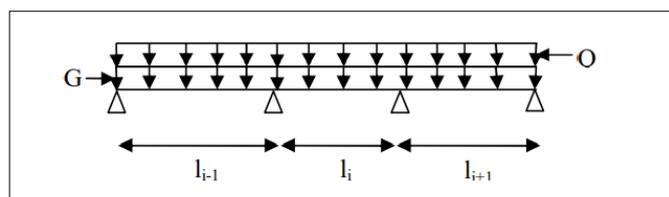


Figure 15 : Schéma d'une poutre continue.

a. **Calcul des moments** : Soit une poutre continue soumise à des charges uniformément réparties (G+Q) (Figure III.1) et soit $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$

▪ **En travées** :

Les valeurs des moments en travée M_t et sur appui M_g et M_d doivent vérifier

a. $M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1.05, 1 + 0.3\alpha)M_0$

b. $\begin{cases} M_t \geq (1.2 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{Dans une travée de rive.} \\ M_t \geq (1 + 0.3\alpha) \frac{M_0}{2} & \text{Dans une travée intermédiaire.} \end{cases}$

▪ **En appuis** :

Moment en appui intermédiaire :

Les moments en appuis sont de l'ordre de :

$$\begin{cases} 0.6M_0 & \text{Pour une poutre à deux travées.} \\ 0.5M_0 & \text{Pour les appuis voisins des appuis de rive d'une poutre à plus de deux travées.} \\ 0.4M_0 & \text{pour les autres appuis intermédiaires d'une poutre à plus de trois travées.} \end{cases}$$

M_0 : Moment isostatique maximal dans la travée de référence à gauche ou à droite de l'appui considéré, il est donné par : $M_0 = \frac{q \times l_i^2}{8}$

M_d : Moment sur l'appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment sur l'appui de gauche de la travée considérée.

M_t : Moment en travée de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

Moment en appui de rive :

Les moments sur les appuis de rive sont nuls (pas de ferrailage) mais le BAEL91 préconise de mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment fictif égal à $(0.15M_0)$.

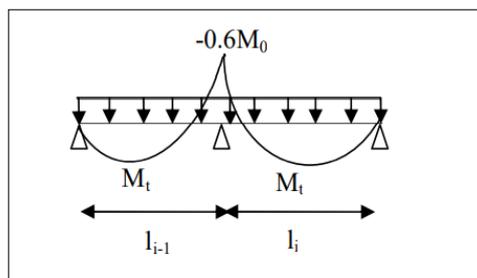


Figure 16 : Moment d'une poutre à deux travées.

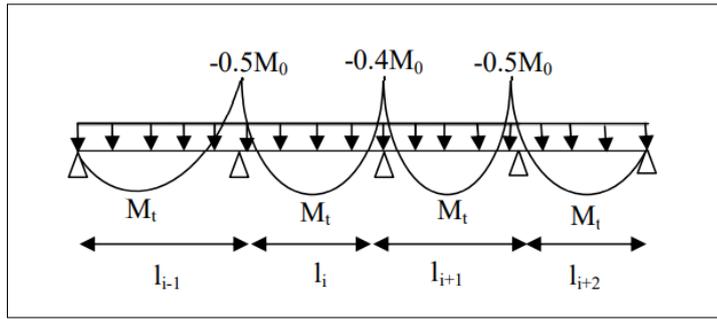


Figure 17 : Moment d'une poutre à plus deux travées.

b. Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont calculés :

- Soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisins de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

- 15 % s'il s'agit d'une poutre à deux travées.
- 10 % s'il s'agit d'une poutre à plus de deux travées.

- Soit par la méthode Résistance des matériaux tenant compte de la continuité.

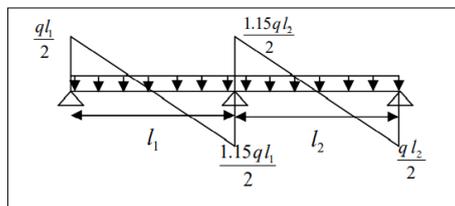


Figure 18 : Effort tranchant d'une poutre à 2 travées.

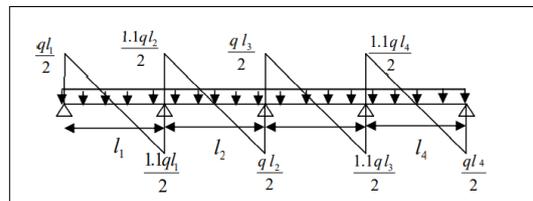


Figure 19 : Effort tranchant d'une poutre à plus de 2 travées.

- Méthode de Caquot :

La méthode de Caquot s'applique lorsque le plancher est à surcharge élevé ($Q > \min(5\text{KN/m}^2 ; 2G)$). Son principe repose sur la méthode des trois moments simplifiée et corrigée pour tenir compte de la variation des moments d'inerties des sections transversales le long de la ligne moyenne de la poutre et de l'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

a. Évaluation des moments :

Moment sur 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 :

- $l'_d ; l'_g$: longueurs fictives.
- $q_g ; q_d$: Chargement à gauche et à droite de l'appui respectivement.
- $l' = 0.8l$: travée intermédiaire.
- l : travée de rive

Moment en travée :

$$M(x) = M_0(x) + M_g \times \left(1 - \frac{x}{l}\right) + M_d \times \left(\frac{x}{l}\right)$$

$$M_0(x) = q \times \frac{x}{2} (l-x) ; \quad x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

b. Évaluation des efforts tranchants :

$$V_i = V_0 - \frac{M_g \times M_d}{l_i}$$

Avec : M_d : moment en appui de droite de la travée considérée.

M_g : Moment en appui de gauche de la travée considérée.

l_i : Portée de la travée.

v_0 : Effort tranchant isostatique = $\pm \frac{ql}{2}$

Remarque : Si l'une des trois autres conditions de la méthode forfaitaire n'est pas observée, on utilise la méthode de Caquot minorée, pour cela, les moments au niveau des appuis sont déterminés par la méthode de Caquot mais en remplaçant la charge permanente G du plancher par $G' = 2/3 G$.

Tableau 12 : Les différents types de poutrelle.

type	Schéma statique
Type 01	
Type 02	
Type 03	

❖ **Calcul des charges revenant aux poutrelles :**

L'ELE : $P_u = 1.35 \cdot G + 1.5 \cdot Q$ et $q_u = P_u \cdot l_0$

L'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = P_s \cdot l_0$

Tableau 13 : Charges revenant aux poutrelles.

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			P_u (KN/m ²)	q_u (KN/ml)	P_u (KN/m ²)	q_s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.22	1	9.897	6.433	7.22	4.693
Etage courant	5.2	1.5	9.27	6.026	6.7	4.355

Le choix de la méthode de calcul à suivre pour les différents types est défini dans le tableau suivant :

Tableau 14 : Choix des méthodes de calculs pour les différents types de poutrelles.

Types de Poutrelles	Conditions d'application de la méthode forfaitaire	La Cause	Méthode adoptée
Type 01	vérifiée	/	Forfaitaire
Type 02	Non vérifiée	$\frac{L_i}{L_{i+1}} = 0.61 \notin [0.8 ; 1.25]$	Caquot minorée
Type 03	Non vérifiée	$\frac{L_i}{L_{i+1}} = 0.61 \notin [0.8 ; 1.25]$	Caquot minorée

Pour l'étude des poutrelles, on exposera un exemple de calcul, le premier sur la méthode de Caquot minorée de (**type2**) du plancher étage courant.

✓ **Calcul des sollicitations dans la poutrelle (Type 2 plancher courant) :**

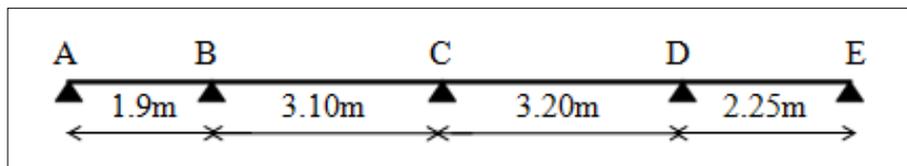


Figure 20 : Schéma statique de la poutrelle.

Calcul des moments :

$$\frac{l_i}{l_{i+1}} = \frac{1.9}{3.1} = 0.61 \notin [0.8 ; 1.25] \dots \text{condition non vérifiée}$$

Dans ce cas la méthode forfaitaire n'est pas applicable car la 3ème condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de Caquot minorée, en remplaçant **G** par **G'** dans le calcul des moments aux appuis.

$$G' = \frac{2}{3}G = \frac{2}{3} * 5.2 = 3.47 \text{ KN/m}^2$$

$$\begin{cases} q_u' = (1.35G' + 1.5Q) * 0.65 = 4.51 \text{ KN/ml} \\ q_s' = (G' + Q) * 0.65 = 3.23 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

a. Moments aux appuis :

Appui de rives :

$$M_A = M_E = -0.15 \max(M_{0AB}; M_{0DE})$$

$$\text{Avec : } M_{0DE} = M_{0AB} \implies \begin{cases} \text{ELU : } \frac{q_u' * l^2}{8} = \frac{4.51 * 2.25^2}{8} = 2.85 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } \frac{q_s' * l^2}{8} = \frac{3.23 * 2.25^2}{8} = 2.04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui de rives intermédiaires :

Appui B :

Calcul des longueurs fictives :

$$\begin{cases} L'_{AB} = L_{AB} = 1.9 \text{ m} \\ L'_{BC} = 0.8L_{BC} = 0.8 * 3.1 = 2.48 \text{ m} \\ L_{DE} = 2.25 \text{ m} \end{cases}$$

$$M_B = -\frac{q_g' * l_g'^3 * q_d' * l_d'^3}{8.5(l_g' * l_d')} = \begin{cases} \text{ELU : } -\frac{4.51 * (1.9^3 * 2.48^3)}{8.5 * (1.9 + 2.48)} = -2.679 \text{ KN.m} \\ \text{ELS : } -\frac{3.23 * (1.9^3 * 2.48^3)}{8.5 * (1.9 + 2.48)} = -1.918 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui C :

$$L'_{CD} = 0.8 * 3.2 = 2.56 \text{ m}$$

$$L'_{BC} = 0.8L_{BC} = 0.8 * 3.1 = 2.48 \text{ m}$$

Chapitre 3

$$M_C = \begin{cases} \text{ELU: } -\frac{4.51*(2.56^3*2.48^3)}{8.5*(2.56+2.48)} = -3.371 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -\frac{3.23*(2.56^3*2.48^3)}{8.5*(2.56+2.48)} = -2.414 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Appui D :

$$L'_{CD} = 0.8*3.2 = 2.56\text{m} ; L'_{DE} = 2.25\text{m}$$

$$M_D = \begin{cases} \text{ELU: } -\frac{4.51*(2.56^3*2.25^3)}{8.5*(2.56+2.25)} = -3.107 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } -\frac{3.23*(2.56^3*2.25^3)}{8.5*(2.56+2.25)} = -2.225 \text{ KN.m} \end{cases}$$

b. Moments en travées :

Travée AB :

$$x_0 = \frac{L}{2} - \frac{M_g - M_d}{q_u * l}$$

$$q_u = (1.35*5.2 + 1.5*1.5) * 0.65 = 6.026 \text{ KN/ml}$$

$$x_0 = \frac{1.9}{2} - \frac{(0+2.679)}{6.026*1.9} = 0.716\text{m}$$

$$M_0(x_0) = \frac{q_u * x_0}{2} (l - x_0) = \begin{cases} \text{ELU: } 2.554 \text{ KN.M} \\ \text{ELS: } 1.845 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_t = M_0(x_0) + M_g(1 - \frac{x_0}{l}) + M_d(\frac{x_0}{l})$$

$$M_t = \begin{cases} \text{ELU: } 2.554 - 2.679(\frac{0.716}{1.9}) = 1.544 \text{ KN.m} \\ \text{ELS: } 1.845 - 1.918(\frac{0.716}{1.9}) = 1.122 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Travée BC :

$$x_0 = \frac{L}{2} - \frac{M_B - M_C}{q_u * l} = \frac{3.1}{2} - \frac{(-2.679 + 3.371)}{6.026*3.1} = 1.513\text{m}$$

Pour les autres travées, les moments sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 15 : Moments maximaux en travée dans la poutrelle type2.

Travée BC	Travée CD	Travée DE
$x_0 = 1.513\text{m}$	$x_0 = 1.614\text{m}$	$x_0 = 1.354\text{m}$
$M_0(x_0) = \begin{cases} \text{ELU} : 7.234 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} : 5.228 \text{ KN.m} \end{cases}$	$M_0(x_0) = \begin{cases} \text{ELU} : 7.713 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} : 5.574 \text{ KN.m} \end{cases}$	$M_0(x_0) = \begin{cases} \text{ELU} : 3.655 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} : 2.642 \text{ KN.m} \end{cases}$
$M_t = \begin{cases} \text{ELU} : 4.218 \text{ KN.M} \\ \text{ELS} : 3.068 \text{ KN.} \end{cases}$	$M_t = \begin{cases} \text{ELU} : 4.475 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} : 3.255 \text{ KN.m} \end{cases}$	$M_t = \begin{cases} \text{ELU} : 2.418 \text{ KN.m} \\ \text{ELS} : 1.756 \text{ KN.m} \end{cases}$

Effort tranchant :

On a : $V_i = \frac{q_u * l}{2} - \frac{M_g * M_d}{l}$

Travée AB :
$$\begin{cases} V_A = \frac{6.026 * 1.9}{2} - \frac{0 + 2.679}{1.9} = 4.315 \text{ KN} \\ V_B = -\frac{6.026 * 1.9}{2} - \frac{2.679}{1.9} = -7.135 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée BC :
$$\begin{cases} V_B = \frac{6.026 * 3.1}{2} - \frac{(-2.679 + 3.371)}{3.1} = 9.117 \text{ KN} \\ V_C = -\frac{6.026 * 3.1}{2} - \frac{(-2.679 + 3.371)}{3.1} = -9.563 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée CD :
$$\begin{cases} V_C = \frac{6.026 * 3.2}{2} - \frac{(-3.371 + 3.107)}{3.2} = 9.724 \text{ KN} \\ V_D = -\frac{6.026 * 3.2}{2} - \frac{(-3.371 + 3.107)}{3.2} = -9.559 \text{ KN} \end{cases}$$

Travée DE :
$$\begin{cases} V_D = \frac{6.026 * 2.25}{2} - \frac{-3.107}{2.25} = 8.16 \text{ KN} \\ V_E = -\frac{6.026 * 2.25}{2} - \frac{-3.107}{2.25} = -5.40 \text{ KN} \end{cases}$$

Les efforts maximaux dans les poutrelles à l'ELU et à l'ELS sont résumés dans les tableaux 16 et 17 pour l'étage courant et terrasse inaccessible respectivement.

Tableau 16 : Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles (étage courant).

Type	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	Effort tranchant (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1.157	-4.628	5.917	11.08	-0.413	-3.344	5.574
T2	-0.428	-3.371	4.475	9.724	-0.306	-2.414	3.255
T3	-0.30	-3.368	5.31	9.943	-0.22	-2.413	3.855

Tableau 17 : Sollicitations maximales dans les différents types de poutrelles (terrasse inaccessible).

Type	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	Effort tranchant (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
T1	-1.23	-4.94	6.176	11.837	-0.90	-3.604	4.505
T2	-0.438	-3.45	3.775	10.377	-0.318	-2.501	2.768
T3	-0.31	-3.45	5.794	10.614	-0.64	-2.501	4.24

Tableau 18 : les sollicitations maximales.

Type	ELU				ELS		
	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)	Effort tranchant V_u (KN)	M_a^{rive} (KN.m)	M_a^{inter} (KN.m)	M_t (KN.m)
Etage courant	-1.157	-4.628	5.917	11.080	-0.413	-3.344	5.574
Terrasse inaccessibl e	-1.230	-4.94	6.176	11.837	-0.900	-3.604	4.505

✓ **Ferraillage des poutrelles :**

Exemple de calcul étage courant (type 2):

$$\text{ELU: } \begin{cases} M_t = 4.475 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -3.371 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -0.428 \text{ KN.m} \\ V = 9.724 \text{ KN} \end{cases} \quad \text{ELS: } \begin{cases} M_t = 3.255 \text{ KN.m} \\ M_a^{int} = -2.414 \text{ KN.m} \\ M_a^{rive} = -0.306 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Remarque :

Pour le calcul du ferraillage et la vérification de la flèche, on prend **b = 65cm**.

On a : $b_0 = 12\text{cm}$; $h = 16\text{cm}$; $h_0 = 4\text{cm}$; $f_e = 400\text{MPa}$; $f_{c28} = 25\text{MPa}$

❖ **Ferraillage en travée :**

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

$$M_{tu} = f_{bu} * b * h_0 * (d - \frac{h_0}{2}) = 14.16 * 0.65 * 0.04 * (0.18 - \frac{0.04}{2})$$

$$M_{tu} = 0.058 \text{ MN.m} > M_t = 0.004475 \text{ MN.m}$$

⇒ Calcul d'une section **rectangulaire (b x h)**

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{4.475 * 10^{-3}}{14.16 * 0.65 * 0.18^2} = 0.015 < 0.186: A' = 0$$

Ce qui donne : $A_t = \frac{M_t}{z \cdot f_{st}} ; f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPA}$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}] = 0.018$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.178\text{m} \implies A_t = \frac{4.475 \cdot 10^{-3}}{0.178 \cdot 348} = 7.22 \cdot 10^{-5} = 0.722 \text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} \quad \text{(Article A.4.2.1)}$$

$$A_{min} = 1.41 \text{cm}^2 > A_t = 0.722 \text{cm}^2$$

Soit : **3HA10 = 2.36cm²**

❖ **Calcul de l'armature aux appuis intermédiaires :**

Au niveau des appuis, la table de compression est tendue donc le calcul se fait pour une section rectangulaire de (**b₀ * h**)

$$M_a^{int} = -3.371 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a^{int}}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{3.371 \cdot 10^{-3}}{14.16 \cdot 0.12 \cdot 0.18^2} = 0.061 < 0.186: \text{ pivot A: A}'=0$$

$$\alpha = 0.079 ; z = 0.174 \text{ m}$$

$$A_a^{int} = \frac{M_a^{int}}{z \cdot f_{st}} = \frac{3.371 \cdot 10^{-3}}{0.173 \cdot 348} = 0.557 \text{cm}^2$$

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot b_0 \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 0.12 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400}$$

$$A_{min} = 0.26 \text{cm}^2 < A_a^{int} = 0.557 \text{cm}^2$$

Soit: **2HA10 = 1.57cm²**

❖ **Calcul de l'armature aux appuis de rive :**

$$M_a^{rive} = -0.428 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{0.428 \cdot 10^{-3}}{14.16 \cdot 0.12 \cdot 0.18^2} = 7.77 \cdot 10^{-3} < 0.186: \text{ pivot A: A}' = 0$$

$$\alpha = 0.0097 ; z = 0.179 \text{m}$$

$$A_a^{rive} = \frac{0.428 \cdot 10^{-3}}{0.179 \cdot 348} = 0.068 \text{cm}^2$$

$$A_{min} = 0.23 \cdot 0.12 \cdot 0.18 \cdot \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{cm}^2$$

$\alpha = 90^\circ$: armature droite

$$S_t \leq \frac{0.8f_e A_t}{b_0(\tau_u - 0.3f_{t28})} = \frac{0.8 \cdot 400 \cdot 0.57}{12(0.54 - 0.3 \cdot 2.1)} = -84.44 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.57 \cdot 10^{-4} \cdot 400}{0.4 \cdot 0.1} = 47.5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 57 \text{ cm}$$

$$S_t = \min(1; 2; 3) = 15 \text{ cm}$$

❖ Vérification des armatures longitudinales A_l vis-à-vis de l'effort tranchant v_u :

Appui de rive :

$$A_l \geq \frac{v_u \cdot \gamma_s}{f_e} = \frac{9.724 \cdot 10^{-3} \cdot 1.15}{400} = 0.280 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_{travée} + A_{rive} = 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2 : 2.36 + 0.79 = 3.15 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.15 \text{ cm}^2 > 0.280 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

Appui intermédiaire :

$$A_l = \frac{\gamma_s (v_u + \frac{M_{inter}}{0.9d})}{f_e} = \frac{1.15}{400} (9.724 \cdot 10^{-3} - \frac{3.371 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.18}) = -0.318 \text{ cm}^2$$

$$A_l = A_{travée} + A_{inter} = 2.36 + 1.57 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 3.93 \text{ cm}^2 > -0.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la bielle :

On doit vérifier que : $V_u \leq 0.267 \cdot a \cdot b_0 \cdot f_{c28}$

$$\text{Avec : } a = 0.9d = 0.9 \cdot 18 = 16.2 \text{ cm}$$

$$\text{Ce qui donne : } V_u = 9.724 \cdot 10^{-3} \text{ MN} \leq 0.267 \cdot 0.162 \cdot 0.12 \cdot 25 = 0.129 \text{ MN} \text{ Condition vérifiée}$$

❖ Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{b_1 \cdot V_u}{0.9 \cdot d \cdot b \cdot h_0} = \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\text{Avec : } b_1 = \frac{b - b_0}{2} = \frac{0.65 - 0.12}{2} = 0.265 \text{ m}$$

$$\tau_u = \frac{0.275 \cdot 9.724 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.18 \cdot 0.65 \cdot 0.04} = 0.612 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.612 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

Donc : pas de risque de rupture à la jonction table nervure.

➤ **Vérifications à l'ELS :**

Les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression de béton.
- Etat limite de déformation (évaluation de la flèche).

❖ **Etat limite de compression de béton :**

On doit vérifier que : $\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15\text{MPa}$

En travée :

Position de l'axe neutre (H) :

$$H = b \frac{h_0^2}{2} - 15A (d - h_0) = 0.65 * \frac{0.04^2}{2} - 15 * 2.36 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04) = 2.44 * 10^{-5}$$

$H = 2.44 * 10^{-5} > 0$ donc : l'axe neutre passe par la table de compression \Rightarrow la vérification des contraintes se fera comme une section rectangulaire (b * h)

Calcul de y :

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

$$\frac{0.65}{2} y^2 + 15 * 2.36 * 10^{-4} y - 15 * 2.36 * 10^{-4} * 0.18 = 0$$

$$0.325y^2 + 3.54 * 10^{-3} y - 6.372 * 10^{-4} = 0$$

$$\Delta = b^2 - 4ac = 8.41 * 10^{-4} \quad \Rightarrow \quad y = 0.039\text{m}$$

Calcul de I:

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

$$I = \frac{0.65}{3} 0.039^3 + 15 * 2.36 * 10^{-4} (0.18 - 0.039)^2 = 8323.119\text{cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{3.256 * 10^{-3}}{8323.119 * 10^{-8}} * 0.039 = 1.526\text{MPa}$$

Donc : $\sigma_{bc} = 1.526\text{MPa} < \overline{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa}$ condition vérifiée

En appui intermédiaire :

$$M_{ser} = -2.414 \text{KN.m}$$

$$\text{Position de l'axe neutre : } H = 0.65 * \frac{0.04^2}{2} - 15 * 1.57 * 10^{-4} * (0.18 - 0.04)$$

$H = 1.903 \cdot 10^{-4} > 0$ donc : l'axe neutre passe par la table de compression : le calcul comme une section rectangulaire ($b_0 \cdot h$)

Calcul y: $\frac{b_0}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

$\frac{0.12}{2} y^2 + 15 \cdot 1.57 \cdot 10^{-4} y - 15 \cdot 1.57 \cdot 10^{-4} \cdot 0.18 = 0 \implies y = 6.67 \text{ cm}$

Calcul I: $\frac{b_0}{3} y^3 + 15A(d - y)^2 \implies I = 4210.05 \text{ cm}^4$

$\sigma_{bc} = \frac{2.414 \cdot 10^{-3}}{4210.05 \cdot 10^{-8}} \cdot 0.0667 = 3.82 \text{ MPA}$

Donc : $\sigma_{bc} = 3.82 \text{ MPA} < \overline{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPA}$ condition vérifiée

❖ Vérification de la flèche :

Si l'une des conditions ci-dessous n'est pas satisfaite, la vérification de la flèche devient nécessaire :

- 1) $\frac{h}{l} = \frac{20}{225} = 0.088 \geq \frac{1}{16} = 0.0625$ **Condition vérifiée**
- 2) $\frac{h}{l} = 0.088 \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{4.478}{10 \cdot 2.25} = 0.157$ **Non vérifiée**

La deuxième condition n'est pas vérifiée donc la vérification de la flèche est s'impose :

$\Delta_f \leq \bar{f}$

$l < 5 \text{ m} \implies \bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{2.25}{500} = 4.5 \text{ mm}$

$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi})$

Pour le calcul de ces flèches, on aura besoins de :

$M_{ser}^g = G \cdot l_0 \cdot \frac{l^2}{8}$; $M_{ser}^j = j \cdot l_0 \cdot \frac{l^2}{8}$; $M_{ser}^p = (G+Q) l_0 \cdot \frac{l^2}{8}$

Avec :

$j = G_{Plancher} + G_{Cloison} = 2.85 + 1 = 3.85 \text{ KN/m}^2$

$g = G_{Plancher} + G_{Cloison} + G_{Revetement} = 2.85 + 1 + 1.35 = 5.2 \text{ KN/m}^2$

$p = G_{total} + Q_{total} = 5.2 + 1.5 = 6.7 \text{ KN/m}^2$

$M_{ser}^g = 5.2 \cdot 0.65 \cdot \frac{2.25^2}{8} = 2.139 \text{ KN.m}$

$M_{ser}^j = 3.85 \cdot 0.65 \cdot \frac{2.25^2}{8} = 1.584 \text{ KN.m}$

$M_{ser}^p = 6.7 \cdot 0.65 \cdot \frac{2.25^2}{8} = 2.756 \text{ KN.m}$

Modules de Young instantané et différé :

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{t28}} = 10818.86 \text{MPa}$$

$$E_i = 3E_v = 32456.6 \text{MPa}$$

Coefficients λ ; μ :

$$\lambda = \begin{cases} \lambda_i = \frac{0.05 * b * f_{t28}}{(2 * b + 3 * b_0) \rho} = 3.73 \\ \lambda_v = \frac{2}{5} * \lambda_i = 1.492 \end{cases} \quad \text{et : } \rho = \frac{A_t}{b_0 * d} = \frac{2.36}{10 * 18} = 0.011 = 1.1\%$$

Calcul des σ_{st} :

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{st}^g &= 15 * M_{ser}^g \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^j &= 15 * M_{ser}^j \frac{(d-y)}{I} \\ \sigma_{st}^p &= 15 * M_{ser}^p \frac{(d-y)}{I} \end{aligned} \right.$$

En travée :

$$Y = 3.9 \text{m} ; I = 8323.119 \text{cm}^4$$

$$\left\{ \begin{aligned} \sigma_{st}^g &= 15 * 2.139 * 10^{-3} \frac{(0.18 - 0.039)}{8323.119 * 10^{-8}} = 54.35 \text{MPa} \\ \sigma_{st}^j &= 15 * 1.584 * 10^{-3} \frac{(0.18 - 0.039)}{8323.119 * 10^{-8}} = 40.25 \text{MPa} \\ \sigma_{st}^p &= 15 * 2.756 * 10^{-3} \frac{(0.18 - 0.039)}{8323.119 * 10^{-8}} = 70.03 \text{MPa} \end{aligned} \right.$$

$$\left\{ \begin{aligned} \mu_g &= \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{st}^g + f_{t28}} \right) = \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 * 2.1}{4 * 0.013 * 54.35 + 2.1} \right) = 0.18 \\ \mu_j &= \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{st}^j + f_{t28}} \right) = \mu_j = 0.051 \\ \mu_p &= \max \left(0 ; 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4 * \rho * \sigma_{st}^p + f_{t28}} \right) = \mu_p = 0.29 \end{aligned} \right.$$

Calcul des moments d'inertie fissurés :

$$I_{fgi} = \frac{1.1 I_0}{1 + \lambda_i * \mu_g} \quad ; \quad I_0 = \frac{b * y_G^3}{3} + \frac{b_0 * (h - y_G)^3}{3} - \frac{(b - b_0)(y_G - h)^3}{3} + 15 A (d - y_G)^2$$

On calcul y_G :

Chapitre 3

$$y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b-b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15(Ad+A'd')}{b_0 h + (b-b_0) h_0 + 15(A+A')} = \frac{12 \frac{20^2}{2} + (65-12) \frac{4^2}{2} + 15 \cdot 2.36 \cdot 18}{12 \cdot 20 + (65-12) \cdot 4 + 15 \cdot 2.36}$$

$y_G = 7.10 \text{ cm} \quad ; \quad I_0 = 14330.53 \text{ cm}^4$

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{f_{gi}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \cdot 14330.53}{1 + 3.73 \cdot 0.18} = 9431.36 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{ji}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \cdot 14330.53}{1 + 3.73 \cdot 0.051} = 13244.14 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{pi}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \cdot 14330.53}{1 + 3.73 \cdot 0.29} = 7572.45 \text{ cm}^4 \\ I_{f_{gv}} = \frac{1.1I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \cdot 14330.53}{1 + 1.492 \cdot 0.18} = 12426.35 \text{ cm}^4 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} f_{gv} = M_{ser}^g \cdot \frac{l^2}{10E_v \cdot I_{f_{gv}}} = 0.80 \text{ mm} \\ f_{ji} = M_{ser}^j \cdot \frac{l^2}{10E_i \cdot I_{f_{ji}}} = 0.18 \text{ mm} \\ f_{pi} = M_{ser}^p \cdot \frac{l^2}{10E_i \cdot I_{f_{pi}}} = 0.56 \text{ mm} \\ f_{gi} = M_{ser}^g \cdot \frac{l^2}{10E_i \cdot I_{f_{gi}}} = 0.35 \text{ mm} \end{array} \right.$$

$\Delta_f = (f_{gv} - f_{ji}) + (f_{pi} - f_{gi}) = 0.83 \text{ mm} < \bar{f} = 4.5 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{La flèche est vérifiée.}$

On procède au ferrailage des différents types de poutrelles de la même manière que l'exemple de calcul précédent (types 2 de l'étage courant), les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau 19 : Calcul de ferrailage à L'ELU des différents types des poutrelles (étage courant).

Type	Section	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
T1	Travée	5.917	0.0198	0.025	0.178	0.96	1.41	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	-4.628	0.084	0.109	0.172	0.77	0.26	2HA10=1.57
	Appui de rive	-1.157	0.021	0.026	0.178	0.19	0.26	1HA10=0.79
T2	Travée	4.475	0.015	0.018	0.178	0.722	1.41	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	-3.371	0.061	0.079	0.174	0.559	0.26	2HA10=1.57
	Appui de Rive	-0.428	0.0077	0.0097	0.179	0.068	0.26	1HA10=0.79
T3	Travée	5.31	0.018	0.023	0.178	0.86	1.41	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	-3.368	0.061	0.078	0.174	0.556	0.26	2HA10=1.57
	Appui de Rive	-0.30	0.0054	0.0067	0.179	0.048	0.26	1HA10=0.79

Chapitre 3

Tableau 20 : Calcul de ferrailage à L'ELU des différents types des poutrelles (terrasse inaccessible).

Type	Section	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)
T1	Travée	6.176	0.020	0.025	0.178	0.99	1.41	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	-4.94	0.089	0.116	0.171	0.83	0.26	2HA10=1.57
	Appui de Rive	-1.23	0.022	0.027	0.178	0.199	0.26	1HA10=0.79
T2	Travée	3.775	0.013	0.016	0.179	0.61	1.41	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	-3.45	0.062	0.008	0.174	0.569	0.26	2HA10=1.57
	Appui de Rive	-0.438	0.0079	0.009	0.179	0.07	0.26	1HA10=0.79
T3	Travée	5.794	0.079	0.024	0.178	0.94	1.41	3HA10=2.36
	Appui intermédiaire	-3.45	0.062	0.080	0.174	0.569	0.26	2HA10=1.57
	Appui de Rive	-0.31	0.0056	0.0070	0.179	0.049	0.26	1HA10=0.79

Tableau 21 : Choix des barres de ferrailage et vérification au cisaillement.

Planchers	En travée (cm^2)	En appui intermédiaire (cm^2)	En appui de rive (cm^2)	V_u (KN)	τ (MPA)	$\bar{\tau}$ (MPA)	$\tau \leq \bar{\tau}$
Etage courant	3HA10=2.36	2HA10=1.57	1HA10=0.79	11.08	0.616	3.33	vérifiée
Terrasse inaccessible	3HA10=2.36	2HA10=1.57	1HA10=0.79	11.837	0.660	3.33	vérifiée

Remarque : Le ferrailage transversal adopté pour les poutrelles de différents niveaux :

$$2HA6 = 0.57(cm^2)$$

Tableau 22 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Planchers	En travée				En appui				$\bar{\sigma}$ (MPA)	$\sigma \leq \bar{\sigma}$
	M_t (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ (MPA)	M_a (KN.m)	Y (cm)	I (cm^4)	σ (MPA)		
Etage courant	5.574	3.9	8323.12	2.612	-3.344	7.15	3990.78	5.99	15	Vérifiée
Terrasse inaccessible	4.505	3.9	8323.12	2.11	-3.604	7.15	3990.78	6.46	15	Vérifiée

Tableau 23 : Vérification des états limites de déformation.

Planchers	Etage courant	Terrasse accessible
M_{ser}^g (KN.m)	4.33	5.18
M_{ser}^j (KN.m)	3.2	2.37
M_{ser}^p (KN.m)	5.57	6
λ_i	3.73	3.73
λ_v	1.492	1.492
I_0 (cm^4)	14330.53	14330.53
I_{fji} (cm^4)	5725.75	5295.30
I_{fji} (cm^4)	6837.38	8658.45

$I_{fpi}(cm^4)$	5165.84	5295.30
$I_{fgv}(cm^4)$	9265.93	8802.73
$\sigma_{st}^g(MPA)$	110.03	131.63
$\sigma_{st}^j(MPA)$	81.32	60.22
$\sigma_{st}^p(MPA)$	141.54	152.47
μ_g	0.47	0.53
μ_j	0.35	0.22
μ_p	0.55	0.58
$f_{gv}(mm)$	4.42	5.56
$f_{ji}(mm)$	1.47	0.86
$f_{pi}(mm)$	3.4	3.57
$f_{gi}(mm)$	2.38	3.08
$\Delta_f(mm)$	3.97	5.19
$\bar{f}(mm)$	6.4	6.4
$\Delta_f \leq \bar{f}$	Vérifiée	Vérifiée

✓ **Schéma de ferrailage :**

Le ferrailage des poutrelles est identique dans tous les étages

Tableau 24 : Ferrailage des poutrelles.

Travée	Appui intermédiaire	Appui de rive

❖ **Ferrailage de la dalle de compression :**

On utilise des ronds lisses (RL) : $f_e = 235MPa$

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4*b}{f_e} = \frac{4*0.65}{235} * 100 = 1.1 cm^2/ml$$

Armatures parallèles aux poutrelles :

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

Soit : $\begin{cases} A_{\perp} : 5\phi 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm} \\ A_{\parallel} : 5\phi 6/\text{ml} = 1.41 \text{ cm}^2 \text{ avec un espacement de } 20\text{cm} \end{cases}$

✓ **Schéma de ferrailage :**

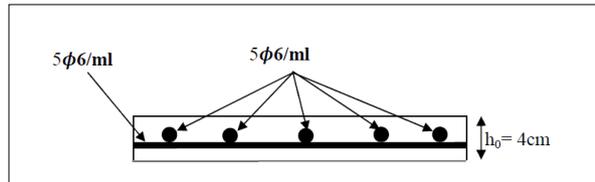


Figure 21 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.

3.2.2 Plancher à dalle pleine :

a. Dalle sur trois appuis (balcon) :

l_x : La plus petite dimension du panneau.

l_y : La plus grande dimension du panneau.

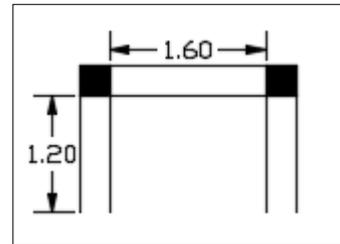


Figure 22 : Dalle sur 3 appuis (balcon)

$$\rho = \frac{1.2}{1.6} = 0.75 > 0.4 \text{ la dalle travaille dans deux sens.}$$

❖ **Calcul a l'ELU :**

Calcul de chargement :

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2 ; Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) * 1\text{ml} = 11.79 \text{ KN/ml}$$

$$l_x = 1.2\text{m} > \frac{1.6}{2} = 0.8\text{m} \implies \begin{cases} M_{0x} = \frac{q_u * l_y^3}{24} = 2.01 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \frac{q_u * l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u * l_y^3}{48} = 2.52 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 1.71 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 2.14 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.3 * 2.52 = 0.75 \text{ KN.m}$$

Calcul du ferrailage :

En travée : Sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{2.14 * 10^{-3}}{1 * 0.12^2 * 14.16} = 0.01 < \mu_l = 0.393 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.013 ; z = 0.119 \text{ m} \rightarrow A_t = \frac{2.14 * 10^{-3}}{0.119 * 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

Condition non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm et } \rho > 0.4 \implies \begin{cases} A_x^{min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e = 1.26 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 1.12 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Sens x-x :

$$A_{min} = 1.26 \text{ cm}^2 > A_{cal} = 0.41 \text{ cm}^2 \text{ donc on ferraille avec } A_{min}$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = \min(3 * 14 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = \min(4 * 14 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 25 : Ferrailage de dalles sur 3 appuis (balcon).

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
Travée	Selon x	1.71	0.0084	0.011	0.119	0.41	1.26	4HA8=2.01	25
	Selon y	2.14	0.010	0.013	0.119	0.52	1.12	4HA8=2.01	25
Appui	x=y	0.75	0.0036	0.0045	0.119	0.18	1.12	4HA8=2.01	25

- Vérification à L'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$$\rho > 0.4 : V_u^x = \frac{q \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 \cdot l_y^4} = \frac{11.79 \cdot 1.2}{2} * \frac{1.6^4}{1.2^4 \cdot 1.6^4} = 5.37 \text{ KN}$$

$$V_u^y = \frac{q \cdot l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 \cdot l_y^4} = \frac{11.79 \cdot 1.6}{2} * \frac{1.2^4}{1.2^4 \cdot 1.6^4} = 2.27 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{5.37 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} = 0.045 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}$ **condition vérifiée**

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérifications à l'ELS :

$$q_s = (G + Q) * 1 \text{ ml} = (4.85 * 3.5) * 1 \text{ ml}$$

$$q_s = 8.35 \text{ KN/ml}$$

$$l_x = 1.2 \text{ m} > \frac{1.6}{2} = 0.8 \implies \begin{cases} M_{0x} = 1.43 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 1.78 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$M_x^t = 0.85 * M_{0x} = 1.22 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 * M_{0y} = 1.51 \text{ KN.m}$$

Moments en appuis : $M_x^a = M_y^a = -0.3 M_{0x} = -0.3 * 1.51 = -0.45 \text{ KN.m}$

Vérification de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Calcul y : $\frac{b}{2} y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

Calcul I : $\frac{b}{3} y^3 + 15A(d - y)$

Tableau 26 : Vérification des états limitent de compression du béton.

Position	Sens	M_{ser}	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	Selon x	1.22	2.41	3239.42	0.91	15	vérifiée
	Selon y	1.51	2.41	3239.42	1.12	15	vérifiée
Appui	x=y	-0.45	2.41	3239.42	0.334	15	vérifiée

Etat limite de déformation (la flèche) :

Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{M_x^t}{20M_{0x}} ; \frac{3}{80} \right) \implies \frac{0.14}{1.2} = 0.117 \geq \max \left(\frac{1.22}{20 \cdot 1.43} ; 0.037 \right)$$

0.117 ≥ 0.04condition vérifiée

$$2) \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \implies \frac{2.01}{100 \cdot 12} = 0.0016 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$

0.0016 ≤ 0.005 condition vérifiée

Sens-y-y :

$$1) \frac{h}{l_y} \geq \max \left(\frac{M_y^t}{20M_{0y}} ; \frac{3}{80} \right) \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

b. Dalle sur trois appuis (séchoir) :

Calcul des sollicitations :

$$\rho = \frac{1.5}{1.95} = 0.76 > 0.4 \quad (\text{deux sens}).$$

❖ **Calcul a l'ELU :**

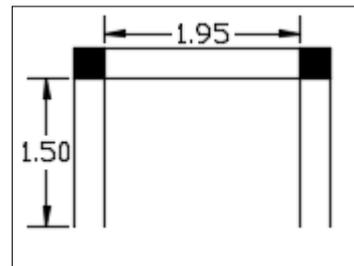


Figure 23 : Dalle sur 3 appuis(séchoir).

Calcul de chargement :

$$G = 4.85 \text{ KN/m}^2$$

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

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) \cdot 1\text{ml} = 11.79 \text{ KN/ml}$$

$$l_x = 1.5\text{m} > \frac{1.95}{2} = 0.975 \text{ m} \implies \begin{cases} M_{0x} = \frac{q_u \cdot l_y^3}{24} = 3.64 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = \frac{q_u \cdot l_y^2}{8} \left(l_x - \frac{l_y}{2} \right) + \frac{q_u \cdot l_y^3}{48} = 4.76 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$M_x^t = 0.75M_{0x} = 2.73 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75M_{0y} = 3.57 \text{ KN.m}$$

Moments aux appuis: $M_x^a = M_y^a = -0.5M_{0x} = -0.5*4.76 = -2.38 \text{ KN.m}$

Calcul du ferrailage :

En travée :

Sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{3.57*10^{-3}}{1*0.12^2*14.16} = 0.017 < \mu_t = 0.393 \quad \implies \text{pivot A : } A' = 0$$

$$\alpha = 0.021 ; z = 0.119 \text{ m}$$

$$A_t = \frac{3.57*10^{-3}}{0.119*348} = 0.86 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ ???}$$

Condition non fragilité :

$$e \geq 12 \text{ cm} \text{ et } \rho > 0.4$$

$$A_x^{min} = \rho_0 * \frac{(3-\rho)}{2} * b * e = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = \rho_0 * b * e = 1.12 \text{ cm}^2$$

Sens x-x :

$$A_{min} = 1.13 \text{ cm}^2 > A_{cat} = 0.86 \text{ cm}^2 \text{ donc on ferraille avec } A_{min}$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Calcul de l'espacement :

La fissuration est peu nuisible :

$$S_t \leq \min(3e ; 33 \text{ cm}) = \min(3*14 ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(4e ; 45 \text{ cm}) = \min(4*14 ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

$$S_t = 25 \text{ cm}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant.

Tableau 27 : Ferrailage de dalles sur 3 appuis (séchoir).

Position	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)	S_t (cm)
Travée	Selon x	2.73	0.013	0.016	0.119	0.66	1.13	4HA8=2.01	25
	Selon y	3.57	0.017	0.021	0.119	0.86	1.12	4HA8=2.01	25
Appui	X=y	-2.38	0.012	0.015	0.114	0.60	1.13	4HA8=2.01	25

- Vérification à L'ELU :

Vérification de l'effort tranchant :

$\rho > 0.4$

$$V_u^x = \frac{q \cdot l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 \cdot l_y^4} = \frac{11.79 \cdot 1.5}{2} * \frac{1.95^4}{1.5^4 \cdot 1.95^4}$$

$\implies V_u^x = 6.55 \text{ KN}$

$$V_u^y = \frac{q \cdot l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_x^4 \cdot l_y^4} = \frac{11.79 \cdot 1.95}{2} * \frac{1.5^4}{1.5^4 \cdot 1.95^4}$$

$\implies V_u^y = 2.98 \text{ KN}$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{6.55 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.12} \implies \tau_u = 0.055 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau} = 0.07 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 1.16 \text{ MPA}$$

Donc : $\tau_u < \bar{\tau}$ condition vérifiée

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérifications à l'ELS :

$$q_s = (G + Q) * 1 \text{ ml} = (4.85 * 3.5) * 1 \text{ ml}$$

$$q_s = 8.35 \text{ KN/ml}$$

$$l_x = 1.5 \text{ m} > \frac{1.95}{2} = 0.975 \text{ m} \implies \begin{cases} M_{0x} = 2.58 \text{ KN.m} \\ M_{0y} = 3.37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Moments en travée :

$$M_x^t = 0.75 * M_{0x} = 1.94 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 * M_{0y} = 2.53 \text{ KN.m}$$

Moments en appui :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5M_{0y} = -0.5 \cdot 3.37 = -1.69 \text{ KN.m}$$

Vérification de σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA}$$

Calcul y: $\frac{b}{2}y^2 + 15Ay - 15Ad = 0$

Calcul I: $\frac{b}{3}y^3 + 15A(d-y)$

T ableau 28 : Vérification des états limitent de compression du béton.

Position	Sens	M_{ser}	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Travée	Selon x	1.94	2.41	3239.42	1.44	15	vérifiée
	Selon y	2.53	2.41	3239.42	1.88	15	vérifiée
Appui	X=y	-1.69	2.41	3239.42	1.25	15	vérifiée

Etat limite de déformation (la flèche) :

Sens x-x :

$$1) \frac{h}{l_x} \geq \max \left(\frac{M_x^t}{20M_{0x}}; \frac{3}{80} \right) \implies \frac{0.14}{1.5} = 0.093 \geq \max \left(\frac{1.94}{20 \cdot 2.58}; 0.037 \right)$$

0.093 ≥ 0.038condition vérifiée.

$$2) \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \implies \frac{2.01}{100 \cdot 12} = 0.0016 \leq \frac{2}{400} = 0.005$$

0.0016 ≤ 0.005 **Condition vérifiée.**

Sens-y-y :

$$3) \frac{h}{l_y} \geq \max \left(\frac{M_y^t}{20M_{0y}}; \frac{3}{80} \right) \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$4) \frac{A}{bd_x} \leq \frac{2}{f_e} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

Schéma de ferrailage :

Le ferrailage c'est le même dans le balcon et le séchoir.

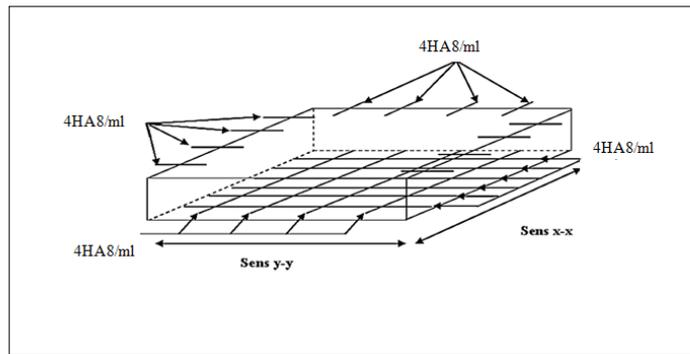


Figure 24 : Schéma du ferrailage de la dalle du séchoir sur trois appuis.

3.2.3 Etude d'escalier :

Ouvrage constitué d'une suite régulière de plan horizontal (marches et paliers) permettant dans une construction, de passer à pied d'un étage à un autre.

Dans notre structure nous avons un seul type d'escalier, escalier à deux volées qui est identique pour tous les étages.

La charge permanente sur la volée d'escalier :

$$G = 8.11 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

La charge permanente sur le palier d'escalier :

$$G = 6.35 \text{ KN/m}$$

$$Q = 2.5 \text{ KN/m}$$

a. Calcul à l'ELU :

- La charge qui revient sur la volée :

$$q_v = 1.35G_v + 1.5Q_v = (1.35 \cdot 8.11) + (1.5 \cdot 2.5)$$

$$\Rightarrow q_v = 14.7 \text{ KN/m}$$

- La charge qui revient sur le palier :

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q_p = (1.35 \cdot 6.35) + (1.5 \cdot 2.5)$$

$$\Rightarrow q_p = 12.32 \text{ KN/m}$$

❖ Calcul des sollicitations

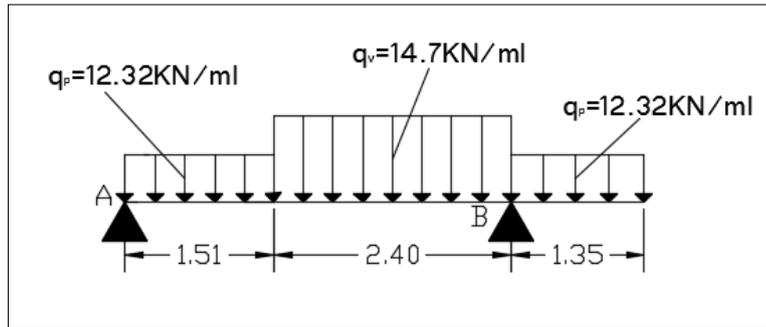


Figure 25 : Schéma statique de l'escalier.

❖ **Calcul des réactions :**

Après calcul de la RDM, on trouve :

$$R_A = 22.97 \text{ KN}$$

$$R_B = 47.55 \text{ KN}$$

Moments fléchissant : avec la méthode des sections :

Travée 01 : $0 \leq x \leq 1.51\text{m}$

$$M(x) = 22.97x - 12.32 \frac{x^2}{2} \implies M(1.51) = 20.64 \text{ KN.m}$$

Le moment max à x_0 telque : $\frac{dM}{dx} = 0 = 22.97 - 12.32x = 0$

Donc : $x_0 = 1.86\text{m}$

Travée 02 : $1.51\text{m} \leq x \leq 3.91\text{m}$

$$M(x) = 22.97x - 18.6(x - 0.755) - 14.7 \frac{(x - 1.51)^2}{2} \implies \begin{cases} M(1.51) = 20.64 \text{ KN.m} \\ M(3.91) = -11.21 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$x_0 = 1.86\text{m} \implies M_0^{max} = 21.27 \text{ KN.m}$$

Efforts tranchant :

$$\text{Travée 01 : } 0 \leq x \leq 1.51\text{m} : T_y = q_p * x - R_A \implies \begin{cases} T(0) = -22.97 \text{ KN} \\ T(1.51) = -4.37 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{Travée 02 : } 1.51\text{m} \leq x \leq 3.91\text{m} : T_y = 1.51q_p + (x - 1.51)q_v - R_A \implies \begin{cases} T(1.51) = -4.37 \text{ KN} \\ T(3.91) = 30.91 \text{ KN} \end{cases}$$

$$T^{max} = 30.91 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{tu} = 0.85M_0^{max} = 18.08 \text{ KN.m} \\ M_{au} = -0.5M_0^{max} = -10.64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

✓ **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une bande d'un mètre de largeur en flexion simple pour une sollicitation maximale à L'ELU. Et la vérification se fera à L'ELS.

Les caractéristiques géométriques de la section sont : $S = (b \cdot h)$.

$$\begin{cases} b = 100 \text{ cm} \\ h = 15 \text{ cm} \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont illustrés dans ce tableau.

Tableau 29 : Ferraillage de l'escalier.

Position	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$
Travée	18.08	0.075	0.097	0.125	4.16	1.57	4HA12=4.52
Appui	-10.64	0.044	0.056	0.127	2.41	1.57	4HA10=3.14

❖ **Les armatures de répartition :** $A_{rep} = \frac{A}{4}$

En travée : $A_{rep} = \frac{4.52}{4} = 1.13 cm^2 \implies 4HA8 = 2.01 cm^2 ; St = 25cm$

En appui : $A_{rep} = \frac{3.14}{4} = 0.79 cm^2 \implies 4HA8 = 2.01 cm^2 ; St = 25cm$

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

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{30.91 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.13} \implies \tau_u = 0.238 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.07 \cdot \frac{25}{1.5} \implies \bar{\tau}_u = 1.17 \text{ PMA}$$

Donc: $\tau_u < \bar{\tau}_u \implies$ Pas d'armatures transversales.

b. Calcul à L'ELS :

❖ **Vérification des contraintes :**

Calcul des sollicitations :

$$q_{sv} = (G_v + Q_v) \cdot 1ml = 10.61 \text{ KN/m}$$

$$q_{sp} = (G_p + Q_p) \cdot 1ml = 8.85 \text{ KN/m}$$

Chapitre 3

$$R_A = 16.53 \text{ KN}$$

$$R_B = 34.24 \text{ KN}$$

Travée 01 : $0 \leq x \leq 1.51\text{m}$

$$M(x) = 16.53x - 8.85 \frac{x^2}{2} \implies M(1.51) = 14.87 \text{ KN.m}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \implies 16.53 - 8.85x = 0 \implies x_0 = 1.87\text{m}$$

Travée 02 : $1.51\text{m} \leq x \leq 3.91\text{m}$

$$M(x) = 16.53x - 13.36(x - 0.755) - 10.63 \frac{(x - 1.51)^2}{2} \implies \begin{cases} M(1.51) = 14.87 \text{ KN.m} \\ M(3.91) = -8.13 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{à } x_0 = 1.87\text{m} \implies M_0^{max} = 15.32 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} M_t = 0.85 M_0^{max} = 13.02 \text{ KN.m} \\ M_u = -0.5 M_0^{max} = -7.66 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 30 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$	observation
Travée	13.02	4.31	15375.57	3.65	15	vérifiée
Appui	-7.66	3.67	11319.62	2.48	15	vérifiée

Vérification de la flèche :

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas observée :

$$\begin{aligned} 1) \frac{h}{l} &\geq \max \left(\frac{M_{ser}}{20 \cdot M_0}, \frac{3}{80} \right) \rightarrow \frac{0.15}{3.91} = 0.038 > 0.042 \\ 2) \frac{A}{b \cdot d} &\leq \frac{2}{f_e} \rightarrow \frac{4.52}{100 \cdot 13} = 3.47 \cdot 10^{-3} < 5 \cdot 10^{-3} \end{aligned}$$

Les conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Schéma de ferrailage :

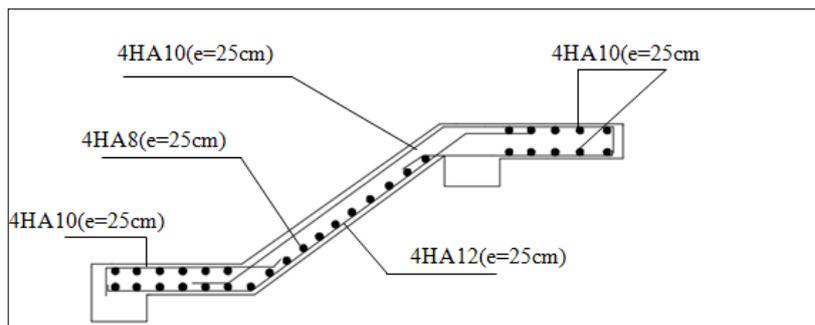


Figure 26 : Schéma de ferrailage de l'escalier

3.3 Étude de la poutre palière :

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

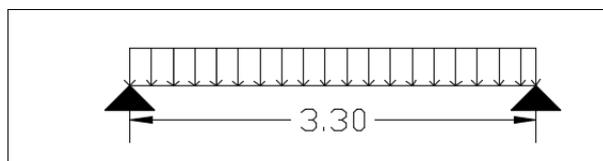


Figure 27 : Schéma statique de la poutre palière

3.3.1.1 Pré dimensionnement :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \implies 22\text{cm} \leq h \leq 33\text{cm}$$

❖ Vérification :

D'après le RPA99 version 2003, les conditions suivantes doivent être satisfaites :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm} \\ \frac{h}{b} < 4 \end{array} \right.$$

Donc on prend : $(30 \times 30)\text{cm}^2$

❖ Définition des charges :

Poids propre : $g_0 = 25 \times 0.3 \times 0.3 = 2.25 \text{ KN/m}$

La charge transmise par l'escalier : c'est la réaction d'appui.

ELU: $R_{bu} = 47.55 \text{ KN}$

ELS: $R_{bs} = 34.24 \text{ KN}$

a. Calcul à la flexion simple :

❖ Calcul des sollicitations :

ELU: $q_u = 1.35g_0 + R_{bu} = 50.58 \text{ KN/m}$

ELS: $q_s = g_0 + R_{bs} = 36.49 \text{ KN/m}$

$$M_{0u} = \frac{q_u * l^2}{8} = 68.85 \text{ KN/m} \quad \Rightarrow \quad \begin{cases} M_{tu} = 0.85M_0 = 58.52 \text{ KN/m} \\ M_{au} = -0.5M_0 = -34.43 \text{ KN/m} \end{cases}$$

❖ **Effort tranchant:** $v_u = \frac{q_u * l}{2} = 83.46 \text{ KN/m}$

✓ **Ferraillage à l'ELU :**

Les résultats de ferraillage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 31 : Résultats de ferraillage de la poutre palière (en F.S).

Position	M(KN/m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{cal} > A_{min}$
Travée	58.52	0.175	0.242	0.252	6.67	1.01	vérifiée
Appui	-34.43	0.103	0.136	0.264	3.74	1.01	vérifiée

❖ **Contrainte de cisaillement en flexion simple :**

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b*d} = \frac{83.46 * 10^{-3}}{0.3 * 0.28} = 0.99 \text{ MPA}$$

❖ **Calcul Armatures transversales :**

On fixe $S_t = 15 \text{ cm}$

$$a) A_{tr} \geq \frac{0.4 * b * S_t}{f_e} = \frac{0.4 * 30 * 15}{400} \quad \Rightarrow \quad A_{tr} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$b) A_{tr} \geq \frac{b * S_t * (\tau_u - 0.3 * f_{t28})}{0.9 * f_e} = \frac{30 * 15 * (0.99 - 0.3 * 2.1)}{0.9 * 400} \quad \Rightarrow \quad A_{tr} \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_{tr} = \max(a; b) \quad \Rightarrow \quad A_{tr} = 0.45 \text{ cm}^2$$

❖ **Calcul à la torsion :**

$$M_t = M_a = 10.71 \text{ KN.m}$$

M_t : Moment en appui obtenus lors du calcul de la partie AB de l'escalier

$$M_{tor} = \frac{M_t * l}{2} = \frac{10.71 * 3.3}{2} = 17.67 \text{ KN.m}$$

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

$$\Rightarrow \quad \emptyset = 30 \text{ cm}$$

$$e = \frac{\emptyset}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} : \text{épaisseur de la paroi}$$

$$\Omega = (b-e)(h-e) = (30-5)(30-5) \implies \Omega = 625 \text{ cm}^2 : \text{air du contour tracé à mi-hauteur}$$

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

❖ **Armatures longitudinales :**

$$A_l^{tor} = \frac{M_{tor} * U}{2\Omega f_{st}} = \frac{17.67 * 10^{-3} * 1.2}{2 * 0.0625 * 348} = 4.87 \text{ cm}^2$$

❖ **Armatures transversales :**

$$\text{On fixe } S_t = 15 \text{ cm} : A_l^{tor} = \frac{M_{tor} * S_t}{2\Omega f_{st}} = 0.61 \text{ cm}^2$$

❖ **Contrainte de cisaillement :**

$$\tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2\Omega e} = \frac{17.67 * 10^{-3}}{2 * 0.0625 * 0.05} = 2.82 \text{ MPA}$$

$$\text{On doit vérifier : } \tau_{tor}^{total} \leq \bar{\tau} \quad \text{avec : } \tau_{tor}^{total} = \sqrt{\tau_{FS}^2 + \tau_{tor}^2} \implies \sqrt{0.99^2 + 2.82^2} = 2.98 \text{ MPA}$$

$$\text{F.P.N } \implies \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = \min\left(\frac{0.2 * 25}{1.5}; 5\right)$$

$$\bar{\tau} = 3.33 \text{ MPA ce qui donne : } \tau_{tor}^{total} < \bar{\tau} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : il n'ya pas de rupture par cisaillement

✓ **Ferrailage globale :**

$$\text{En travée : } A_{st} = A_{trav}^{FS} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6.67 + \frac{4.87}{2} = 9.11 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{HA16} + 2\text{HA12} = 10.3 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis : } A_{sa} = A_{app}^{FS} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 3.74 + \frac{4.87}{2} = 6.17 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 3\text{HA16} + 1\text{HA12} = 7.16 \text{ cm}^2$$

❖ **Armature transversales :**

$$A_{trans} = A_{trans}^{FS} + A_{trans}^{tor} = 0.45 + 0.61 = 1.06 \text{ cm}^2 \quad \text{Soit : } 4\text{HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Vérification à l'ELS :**

❖ **Vérification des contraintes :**

$$q_s = g_0 + R_{Bs} = 2.25 + 34.24 = 36.49 \text{ KN}$$

$$M_{0s} = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = 49.67 \text{ KN.m} \implies \begin{cases} M_t = 0.85 M_0 = 42.22 \text{ KN.m} \\ M_a = -0.5 M_0 = -24.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

La vérification des contraintes est présentée dans le tableau suivant :

Tableau 32 : Vérification des contraintes à l'ELS.

Position	M_{ser}	Y(cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc}	$\bar{\sigma}_{bc}$	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	42.22	12.60	56644.98	9.39	15	vérifiée
En appui	-24.83	11.02	44348.34	6.17	15	vérifiée

❖ **Vérification de la flèche :**

1) $h \geq \max\left(\frac{1}{16}; \frac{M_t}{10M_0}\right) l$

$$h \geq \max\left(0.0625; \frac{42.22}{10 \cdot 49.67}\right) \cdot 3.3$$

$h = 30 \text{ cm} > 28.05 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

2) $A \leq \frac{4.2bd}{f_e} = \frac{4.2 \cdot 30 \cdot 28}{400} = 8.82 \text{ cm}^2$ **Condition vérifiée**

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

✓ **Schéma de ferrailage :**

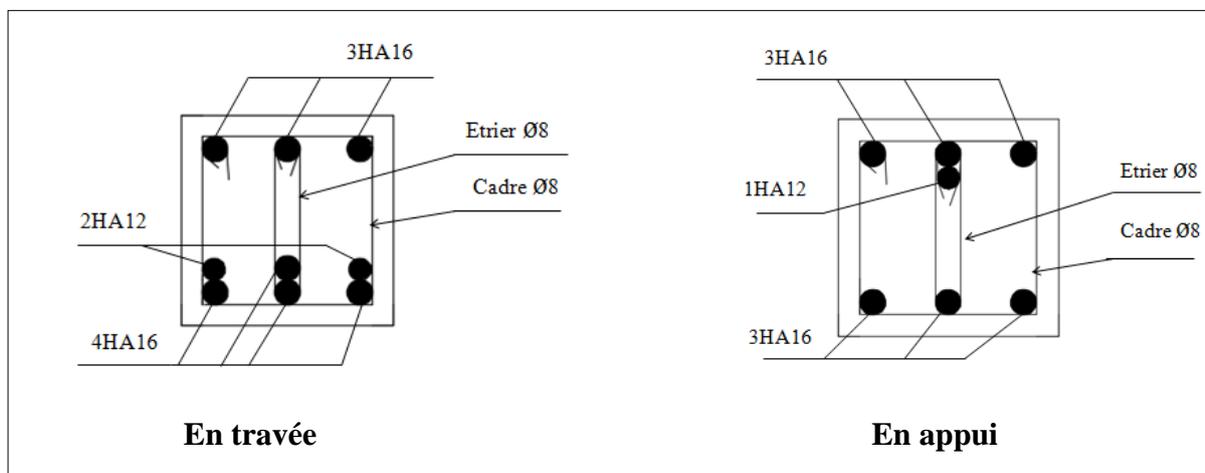


Figure 28 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.

3.4 Étude de la poutre de chaînage :

Une poutre de chaînage est considérée comme simplement appuyées, soumise à une charge répartie due à son poids propre et au poids des murs.

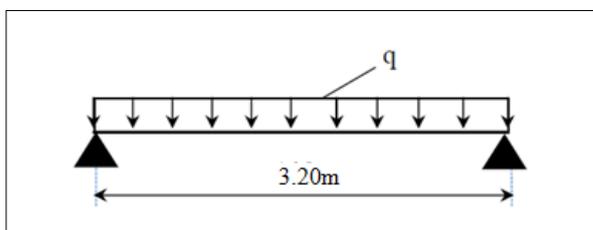


Figure 29 : Schéma statique de la poutre de chaînage.

On a deux types :

Type 1 : les poutres noyées dans les planchers qui servent pour supporter le poids des murs en doubles cloisons.

Type 2 : les poutres qui servent d'appuis pour les escaliers.

❖ Étude de chaînage type 1 :

Dimensionnement :

Les dimensions des poutres de chaînage sont données par :

h : la hauteur du plancher

b : la largeur du mur

Selon le RPA99 (Art : 9.3.3) : $h \geq 15 \text{ cm}$ et $b \geq \frac{2}{3}h$

D'où : $h = 20 \text{ cm}$, $b = 30 \text{ cm}$

• Calcul des sollicitations :

Poids propre de chaînage $= \gamma_b * b * h = 25 * 0.3 * 0.2 = 1.5 \text{ KN/m}$

Poids du mur $= 2.8 * (3.06 - 0.2) = 8.01 \text{ KN/m}$

D'où $\begin{cases} q_u = 1.35(1.5 + 8.01) = 12.84 \text{ KN/m} \\ q_s = 1.5 + 8.01 = 9.51 \text{ KN/m} \end{cases}$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} M_u = \frac{12.84 \cdot (3.2)^2}{8} = 16.44 \text{ KN.m} \\ M_s = \frac{9.51 \cdot (3.2)^2}{8} = 12.17 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

En travée : $M_u^t = 0.85M_u = 13.97 \text{ KN.m}$

$$M_s^t = 0.85M_s = 10.34 \text{ KN.m}$$

En appuis : $M_u^a = -0.5M_u = -8.22 \text{ KN.m}$

$$M_s^a = -0.5M_s = -6.085 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage :

Le tableau suivant résume le ferrailage de la poutre de chaînage :

Tableau 33 : Moments et ferrailages correspondant.

Localisation	M(KN.m)	μ_{bu}	α	Z(m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{cal} \geq A_{min}$	choit
En travée	13.97	0.102	0.135	0.170	2.36	0.65	vérifie	3HA10=2.36
En appuis	8.22	0.059	0.076	0.175	1.35	0.65	vérifie	3HA10=2.36

Tableau. Ferrailage de la poutre de chaînage type I

• **Vérification à l'ELU :**

Armature transversales :

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \implies \phi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

On prend : $\phi_t = 5 \text{ mm}$

Soit : $A_t = 1 \text{ cadre } \phi_5 + \text{étrier } \phi_5 = 4\phi_5 = 0.79 \text{ cm}^2$

Espacement :

$$s_t \leq \min(0.9 * d ; 40 \text{ cm}) = 16.2 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{0.79 * 400}{0.4 * 30} = 26.33 \text{ cm}$$

$$s_t \leq \frac{0.9 * A_t * f_e}{b(\tau_u - 0.3 * f_{c28})} < 0$$

Chapitre 3

Selon RPA 2003 (Article 9.3.3), l'espacement est : $s_t \leq \min(h; 25cm) = 20cm$

On adopte : $s_t = 15cm$

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

$$V_u = q_u * \frac{l}{2} = 12.84 * \frac{3.2}{2} = 20.54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{20.54 * 10^{-3}}{0.3 * 0.18} = 0.380 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.2 * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}) = 3.33 \text{ MPA}$$

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

- **Vérification à L'ELS :**

Vérification de la contrainte dans le béton :

Les résultats dans le tableau suivant :

Tableau 34 : Vérification des contraintes dans le béton.

Localisation	$M_{ser} (KN.m)$	$I (cm^4)$	Y (cm)	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
Travée	10.34	8323.119	3.9	4.85	15	vérifiée
Appuis	6.085	8323.119	3.9	2.85	15	vérifiée

- **Le choix des armatures :**

Pour le choix des armatures longitudinales on adopte :

En travée : 3HA10=2.36cm²

Aux appuis : 3HA10=2.36cm²

✓ **Schéma de ferrailage :**

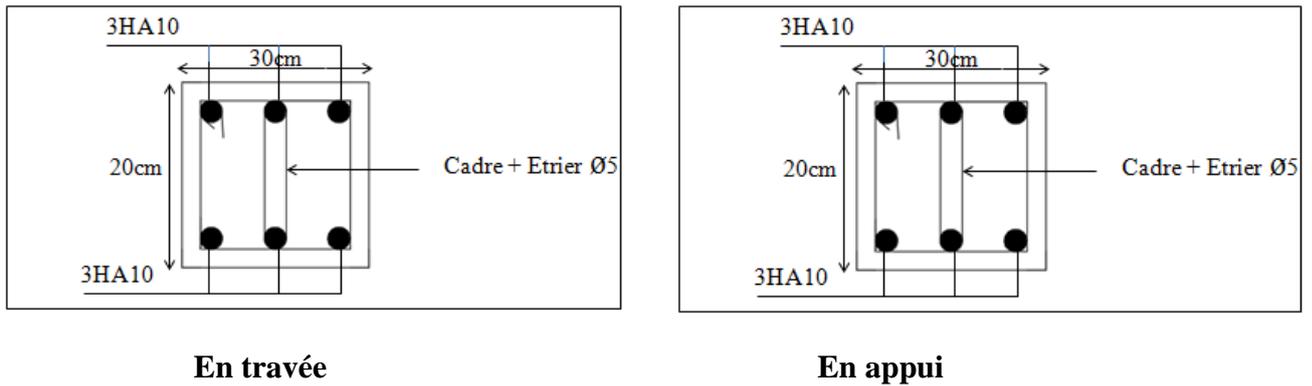


Figure 30 : Schéma de ferrailage de la poutre de chaînage..

3.5 Etude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse et considéré comme une console encastrée dans le plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale ; réalisé en béton armé.

❖ Hypothèses de calcul :

- L'acrotère sera calculé à la flexion composée
- Le calcul se fera pour une bonde de 1 ml
- La fissuration est considérée préjudiciable

❖ Evaluation des charges et surcharges :

- **Poids propre :**

$$S_{acr} = 0.0685 m^2$$

$$G = \gamma_b * S_{acr} * 1 = 25 * 0.0685 * 1$$

$$G = 1.713 \text{ KN/ml}$$

- **Enduit de ciment :**

$$G = \gamma_c * e * 1 = 20 * 0.02 * 1$$

$$G = 0.4 \text{ KN/ml}$$

$$G_t = 1.713 + 0.4 = 2.11 \text{ KN/ml}$$

- **La charge d'exploitation :**

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

Force sismique:

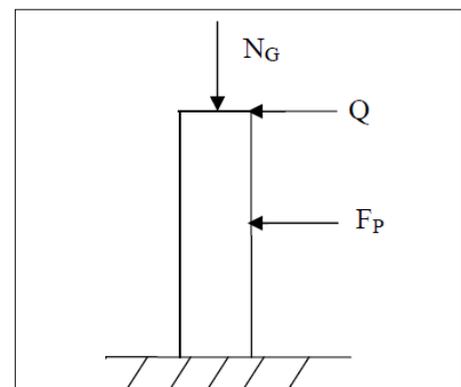


Figure 31 : Schéma statique de l'acrotère.

$$F_p = 4 * A * C_p * W_p$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} A = 0.15 : (\text{zone } II_a) \text{ coefficient de l'accélération de la zone} \\ C_p = 0.8 : \text{facteur de la force horizontal} \\ W_p = 2.11 \text{ KN/ml} : \text{poids propre de l'acrotère} \end{array} \right.$$

Donc : $F_p = 1.01 \text{ KN/ml}$

❖ **Calcul des sollicitations :**

Calcul du centre de gravité :

$$X_G = \frac{\sum A_i * x_i}{\sum A_i} = \frac{(60 * 10 * 5) + (10 * 7 * 15) + (\frac{10 * 3}{2} * 13.33)}{(60 * 10) + (10 * 7) + (\frac{10 * 3}{2})} = 6.2 \text{ cm}$$

$$Y_G = \frac{\sum A_i * y_i}{\sum A_i} = \frac{(60 * 10 * 30) + (10 * 7 * 53.5) + (\frac{10 * 3}{2} * 58)}{(60 * 10) + (10 * 7) + (\frac{10 * 3}{2})} = 33.01 \text{ cm}$$

L'acrotère est soumis à :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_G = 2.11 \text{ KN} \\ M_G = 0 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_Q = 0 \\ M_Q = Q * h = 1 * 0.6 = 0.6 \text{ KN.m} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} N_{FP} = 0 \\ M_{FP} = F_p * Y_G = 0.33 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

Combinaison d'actions :

Le calcul de l'acrotère se fait à la flexion composée pour une bande de 1 ml et les resultats dans le tableau suivant :

Tableau 35 : Combinaisons d'action de l'acrotère.

	RPA 99	ELU	ELS
Sollicitation	G + Q + E	1.35G + 1.5Q	G + Q
N (KN)	2.11	2.85	2.11
M (KN.m)	0.936	0.9	0.6

Calcul de l'excentricité :

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.85} = 0.32 \text{ m}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0.6}{6} = 0.1 \text{ m}$$

Chapitre 3

$e_0 > \frac{h}{6} \implies$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section, donc La section est partiellement comprimée.

Le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

Pour la justification vis-à-vis de l'état limite de stabilité de forme, il faut remplacer e_0 par e (l'excentricité réelle de calcul).

$$e = e_0 + e_a + e_2$$

Avec:

$e_0 = 0.32\text{m}$: l'excentricité structurelle

e_a : L'excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{L}{250}\right)$$

L : la portée de l'élément = 60cm

$$e_a = \max\left(2\text{cm}; \frac{60}{250}\right) = 2\text{cm}$$

e_2 : Excentricité du second ordre.

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varnothing)$$

$l_f = 2 \cdot l_0 = 2 \cdot 0.6 = 1.2\text{m}$: longueur de flambement

$h = 10\text{cm}$: hauteur de la section

α : Rapport du moment du premier ordre dû au charge permanente et quasi permanente au moment total du premier ordre

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

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \cdot l_f^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \varnothing) = \frac{3 \cdot 1.2^2}{10^4 \cdot 0.1} (2 + 0) = 0.009\text{m}$$

D'ou :

$$e = 0.32 + 0.02 + 0.009 = 0.35\text{m}$$

Les sollicitations de calcul deviennent :

$$N_u = 2.84 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \cdot e = 2.84 \cdot 0.35 = 0.994 \text{ KN.m}$$

❖ **Ferrailage de l'acrotère :**

Position du centre de pression

$$e_G = \frac{M_{uG}}{N_u} = \frac{0.994}{2.84} = 0.35\text{m}$$

$e_G > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05\text{m} \implies$ (c) à l'extérieur : La section est partiellement comprimée et e_0 en dehors de la section, donc le calcul se fait par assimilation à la flexion simple avec M_{ua}

$$M_{ua} = M_{uG} + N_u(d - \frac{h}{2}) = 1.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ua}}{f_{bu} * b * d^2} = \frac{1.08 * 10^{-3}}{14.16 * 1 * 0.08^2} = 0.012 < \mu_l = 0.392 \implies A' = 0$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.015$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.079\text{m}$$

$$A_1 = \frac{M_{ua}}{z * f_{st}} = \frac{1.08 * 10^{-3}}{0.08 * 348} = 0.39\text{cm}^2$$

$$A = A_1 - \frac{N_u}{f_{st}} = 0.39 - \frac{2.84 * 10^{-3}}{348} = 0.39\text{cm}^2$$

Soit $A = 2.01\text{cm}^2$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 1 * 0.08 * \frac{2.1}{400} = 0.97\text{cm}^2$$

$A_{min} > A$: donc on ferraille avec A_{min}

Soit : **4HA8** = 2.01cm^2

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50\text{cm}^2$$

Soit: **4T6** = 1.12cm^2

Calcul de l'espacement :

- **Armatures principale** : $S_t = \frac{100}{3} < 33.33\text{cm}$ on adopte : $S_t = 30\text{cm}$
- **Armatures de répartition** : $S_t = \frac{60}{3} < 20\text{cm}$ on adopte : $S_t = 20\text{cm}$

Vérification de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = F_p + Q = 1.01 + 1 = 2.01 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.01 \cdot 10^{-3}}{1 \cdot 0.08} = 0.025 \text{ MPA}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(0.1 \cdot f_{c28}; 3 \text{ MPA}) \implies \bar{\tau}_u \leq \min(0.1 \cdot 25; 3 \text{ MPA})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2.5 \text{ MPA}$$

D'où : $\tau_u < \bar{\tau}_u$ donc : pas de risque de cisaillement

Vérification à L'ELS :

$$d = 0.08 \text{ m}; N_{ser} = 2.11 \text{ KN}; M_{ser} = Q \cdot h = 1 \cdot 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes:**

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser} \cdot y}{\mu_t}$$

Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_1$$

e_1 : Distance du centre de pression "c" à la fibre la plus comprimée de la section.

$$e_1 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.6}{2.11} = 0.28 \text{ m} > \frac{h}{2} = \frac{0.1}{2} = 0.05 \text{ m} : \text{Section partiellement comprimée}$$

Calcul y :

$$Y = y_c + c$$

$$C = e_1 - \frac{h}{2} = 0.28 - 0.05 = 0.23 \text{ m}$$

Avec: ($c < 0$; $y > 0$)

$$y_c^3 + p y_c + q = 0$$

$$\left\{ \begin{array}{l} P = -3c^2 - \frac{90A'}{b}(c - d') + \frac{90A}{b}(d - c) = -3 \cdot 0.23^2 - \frac{90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4}}{1}(0.08 - 0.23) = -0.16141 \text{ m}^2 \\ q = -2c^3 - \frac{90A'}{b}(c - d')^2 - \frac{90A}{b}(d - c)^2 = -2 \cdot 0.23^3 - \frac{90 \cdot 2.01 \cdot 10^{-4}}{1}(0.08 - 0.23)^2 = -0.02474 \text{ m}^3 \end{array} \right.$$

$$\implies y_c^3 - 0.15761 y_c - 0.0244 = 0$$

$$0 \leq y = y_c + c \leq h \implies -c \leq y_c \leq h - c \implies -0.32 \leq y_c \leq -0.13$$

$$y_c = -0.22 \text{ m}; y = -0.22 + 0.23 = 0.01 \text{ m}$$

Chapitre 3

$$\mu_t = \frac{b \cdot y^2}{2} + 15A'(c-d') - 15A(d-y) = \frac{1 \cdot 0.01^2}{2} + 15 \cdot 2.01(0.08 - 0.01) = -1.61 \cdot 10^{-4} m^3.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.6 \cdot 10^{-3} \cdot 0.01}{-1.61 \cdot 10^{-4}} = -0.037 \text{MPa} < \sigma_{adm} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{MPa}.$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot \frac{2.11 \cdot 10^{-3}}{-1.61 \cdot 10^{-4}} (0.08 - 0.01) = -13.76 \text{MPa} < \sigma_{adm} = 240 \text{MPa}.$$

Les conditions sont vérifiées.

✓ **Schéma de ferrailage :**

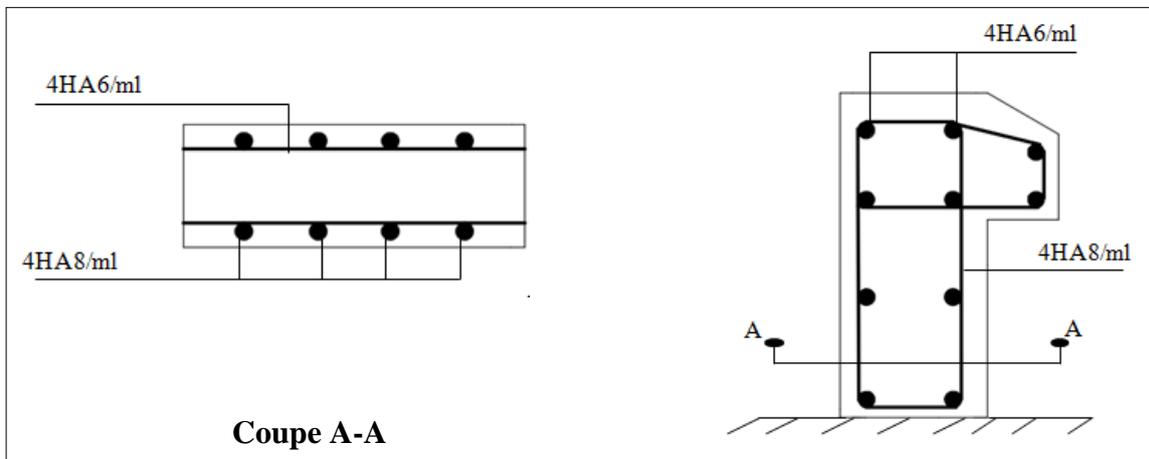


Figure 32 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

Chapitre 4 :

Chapitre 4 ETUDE SISMIQUE

4.1 Introduction :

L'objectif de ce chapitre est l'étude du comportement de la structure sous un chargement sismique qui, contrairement à des charges statiques, varie dans le temps. Ce chargement dynamique engendre des déplacements et des efforts qui dépendent du temps ce qui rend leur détermination complexe et c'est pourquoi on fait souvent appel à une modélisation qui permet de décrire au mieux le fonctionnement de l'ouvrage sous ce chargement. Le logiciel ETABS 2016 est utilisé pour modéliser notre structure et analyser son comportement sous l'action sismique représentée par le spectre de calcul donné dans le RPA/2003.

4.2 Méthode de calcul :

Selon le RPA 99 le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

- Méthode d'analyse dynamique par accélérogramme :

Peut être utilisée au cas par cas par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des seimes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire. **Art (4.1.3.b)**

- Méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente consiste à remplacer les forces réelles dynamique engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure. L'utilisation de cette méthode nécessite la vérification des conditions définies par le RPA99(4.2.1).

Vérification de la résultante sismique : **RPA99 (Article 4.2.3)**

Calcul de la force sismique statique(V) :

L'effort sismique appliqué à la base du bâtiment doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales, il est donné par :

$$V = \frac{A * D * Q * W}{R}$$

A: Coefficient d'accélération de la zone.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule.

W : poids total de la structure.

Calcul de V à la base de notre structure :

-Coefficient A= 0.15 (groupe d'usage 2 ; la zone II_a)

-Facteur de comportement : dans notre cas on a un système de contreventement mixte (portique/voile) avec interaction → R= 5

-facteur d'amplification D :

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

-facteur de qualité Q :

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

Les valeurs à retenir dans notre cas sont données dans le tableau suivant :

Tableau 36 : Les valeurs des pénalités P_q

Critère q	Observé	Pq /xx	Observé	Pq /yy
1- Conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2- Redondance en plan	oui	0	oui	0
3- Régularité en plan	non	0.05	oui	0
4- Régularité en élévation	oui	0	oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	oui	0	oui	0

Donc : $Q_x = 1.1$, $Q_y = 1.05$

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \text{ avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \rightarrow W = 29922.255 \text{ KN}$$

Pour usage d'habitation $\beta = 0.2$: Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau (4.5 du RPA99).

• **Calcul de la période fondamentale de la structure :**

$$T_c = C_T * H^{3/4} \dots\dots\dots(1) \text{ avec : } H = 24.48 \text{ m : hauteur total du bâtiment}$$

$C_T = 0.05$: Coefficient qui dépend du système de contreventement utilisé **dans le RPA (Tableau 4.6)**

$$T_c = 0.05 * (24.48)^{3/4} = 0.550 \text{ s}$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante : $T_{x,y} = \frac{0.09H}{\sqrt{L}}$

L : Dimension maximal du bâtiment à sa base dans le sens de calcul.

$$L_x = 24.5 \text{ m ; } L_y = 20.8 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} T_x = 0.445 \text{ s} \\ T_y = 0.483 \text{ s} \end{cases}$$

D'après le rapport de sol on a un site ferme S_2 : $T_2 = 0.4 \text{ s}$

$$\begin{cases} T_x = \min(T_x ; T_c) = 0.445 \text{ s} > T_2 \\ T_y = \min(T_y ; T_c) = 0.483 \text{ s} > T_2 \end{cases}$$

$$\Rightarrow D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \text{ car: } (T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s})$$

Facteur de correction d'amortissement : $\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7$

$\xi = 8.5\%$: Le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

D'où : $\eta = 0.82$

$$D_x = 2.5 * 0.82 * (0.4 / 0.445)^{2/3} = 1.91$$

$$D_y = 2.5 * 0.82 * (0.4 / 0.483)^{2/3} = 1.81$$

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

$$\left\{ \begin{array}{l} V_{stx} = 1885.99 \text{ KN} \\ V_{sty} = 1706.017 \text{ KN} \end{array} \right.$$

- Méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés 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.

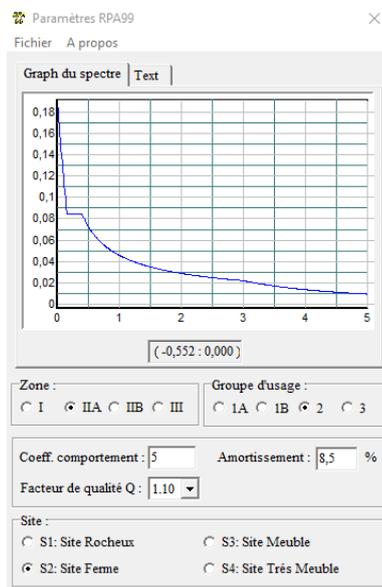


Figure 33 : Spectre de réponse.

Le spectre réglementaire de calcul est donné par l'expression suivante :

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

- **Modélisation et résultats :**

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est : **ETABS2016**.

Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique. Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde. De plus, ce logiciel utilise une terminologie propre au domaine du bâtiment. ETABS permet également le transfert de données avec d'autres logiciels (AUTOCAD, ROBOT, Excel...).

4.2.1 Disposition des voiles :

Dans le but de satisfaire les règles imposées par le règlement parasismique algérien RPA99, plusieurs essais de disposition de voiles ont été testés. Ces dispositions ont abouti soit à un mauvais comportement de la structure, soit à la non vérification de l'interaction voiles-portiques. La disposition retenue est montrée sur les figures 2 et 3.

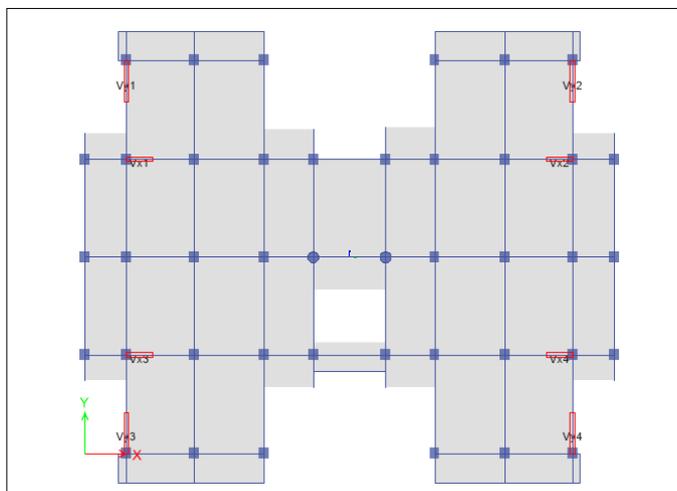


Figure 34 : vue en plan de la structure modélisé

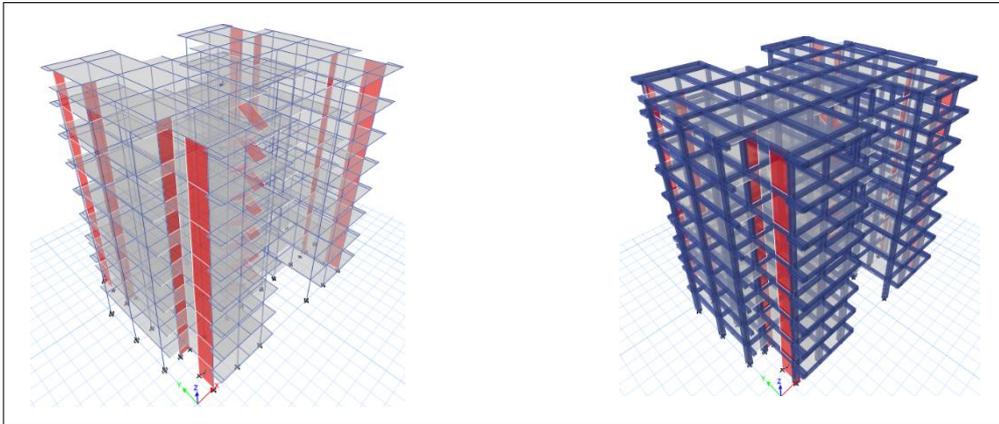


Figure 35 : Vue en 3D de la structure.

Résultats obtenus :

- Périodes de vibration et participation massique :

Les modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doivent être tel que la somme des masses modales pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse totale de la structure RPA (art4.3.4). Les résultats de calcul résumés dans le tableau 37 montrent qu'un taux de participation massique de 92 % est obtenu au 8^{ième} mode.

Tableau 37 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.

mode	Période (s)	U_x	U_y	Sum U_x	Sum U_y
1	0.808	0.0048	0.7147	0.0048	0.7147
2	0.803	0.7162	0.0048	0.7211	0.7195
3	0.74	0.0244	0.000005576	0.7455	0.7195
4	0.266	0.126	0	0.8715	0.7195
5	0.243	0	0.1394	0.8715	0.8589
6	0.221	0.0002	0.00000273	0.8717	0.8589
7	0.141	0.0519	0.000003483	0.9237	0.8589
8	0.115	0.000005262	0.0626	0.9237	0.9215
9	0.103	0.000001776	0.0000007911	0.9237	0.9215
10	0.087	0.0308	0.000007357	0.9544	0.9215
11	0.065	0.0000132	0.0345	0.9544	0.956
12	0.059	0.00001445	0	0.9545	0.956

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, On constate que la période dynamique de vibration est supérieure à la période statique ($T_{dyn} > 1.3T_{stat}$) → condition n'est pas vérifiée dans les deux sens.

Chapitre 04

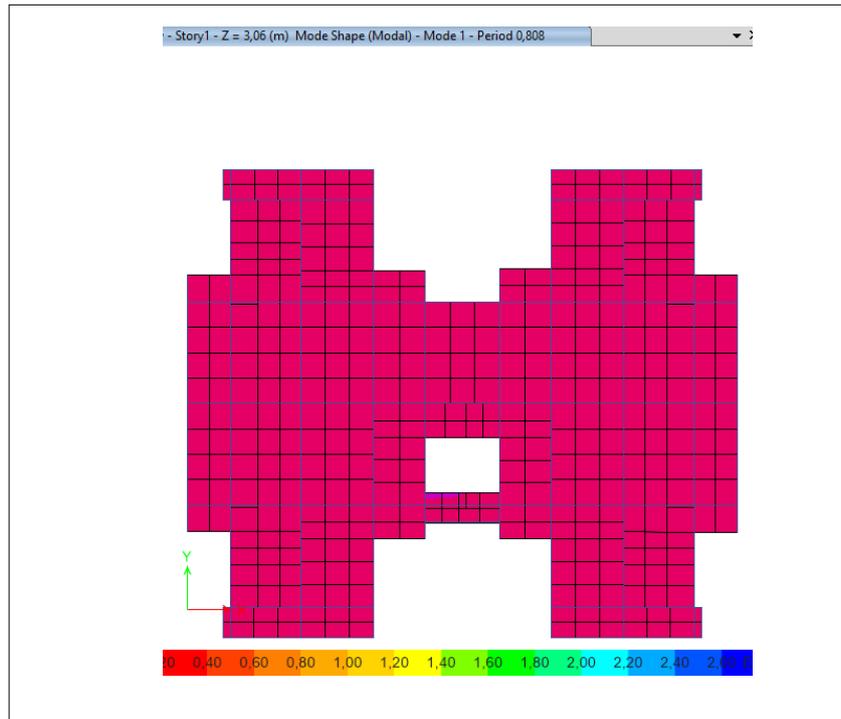


Figure 36 : Mode 1 (translation suivant Y-Y).

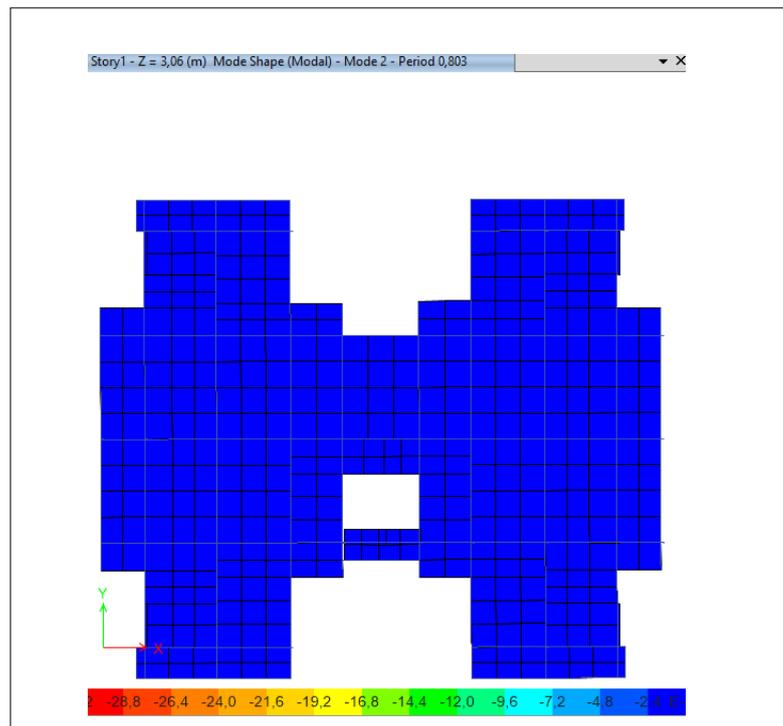


Figure 37 : Mode 2 (translation suivant X-X).

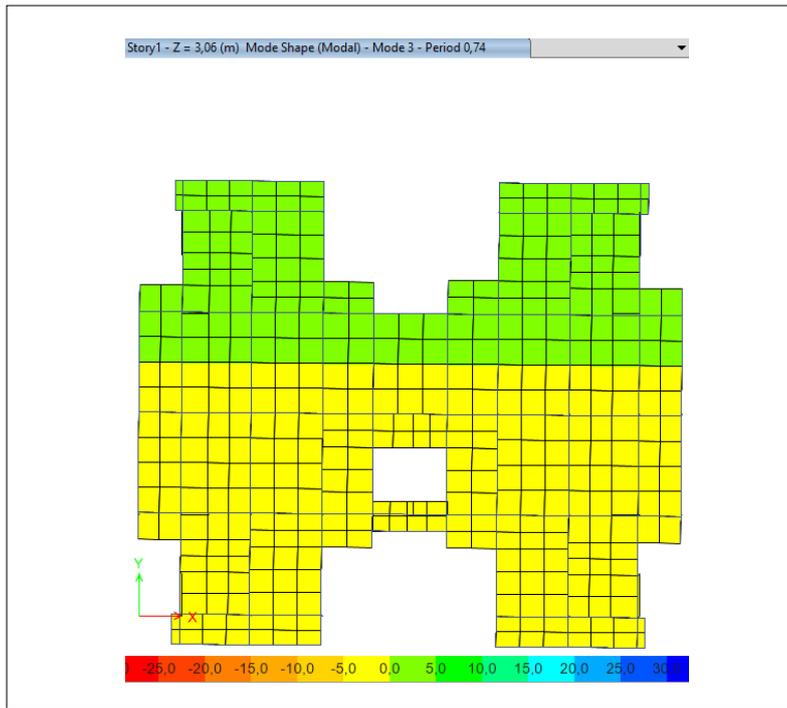


Figure 38 : Mode 3 (torsion autour de Z-Z)

- **Justification de l'interaction "Voiles-portiques" :**

Le tableau suivant résume la justification de l'interaction sous charges verticales et horizontales.

- **Sous charge verticale à l'ELS :**

Les voiles doivent reprendre au plus de 20% des charges verticales.

Tableau 38 : Vérification sous charges verticales à l'ELS.

Niveau	Charge reprises (KN)		Pourcentage repris (%)	
	Portique	Voile	Portique	Voile
Niveau 8	3242.036	787.948	80.45	19.55
Niveau 7	6528.173	1535.638	80.96	19.04
Niveau 6	10056.673	2176.477	82.21	17.79
Niveau 5	13553.871	2842.874	82.66	17.34
Niveau 4	17360.059	3321.472	83.94	16.06
Niveau 3	21072.658	3890.608	84.41	15.59
Niveau 2	25156.363	4220.827	85.63	14.37
Niveau 1	28996.534	4748.620	85.93	14.07

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges verticales est vérifiée dans tous les niveaux.

- **Sous charge horizontales (E_x et E_y) :**

Les voiles doivent reprendre au plus 75% de l'effort tranchant.

Tableau 39 : Vérification sous charges horizontales.

NIVEAU	Charges reprises (KN)				Pourcentage repris (%)			
	Sens xx		Sens yy		Sens xx		Sens yy	
	Portique	Voile	Portique	Voile	portique	Voile	Portique	Voile
Niveau 8	321.771	104.079	354.710	142.198	75.56	24.44	71.38	28.62
Niveau 7	330.167	242.542	314.374	237.861	57.65	42.35	56.93	43.07
Niveau 6	590.748	195.444	505.373	234.266	75.14	24.86	68.33	31.67
Niveau 5	588.993	358.136	482.407	391.871	62.19	37.81	55.18	44.82
Niveau 4	839.868	263.028	643.113	361.779	76.15	23.85	63.99	36.00
Niveau 3	778.271	447.360	567.486	544.789	63.50	36.50	51.02	48.98
Niveau 2	941.070	401.478	606.758	614.322	70.10	29.90	49.69	50.31
Niveau 1	656.196	753.665	440.588	882.392	46.54	53.46	33.30	66.70

Analyse des résultats :

On remarque que l'interaction voile-portique sous charges horizontales est vérifiée dans tous les niveaux.

4.2.2 Vérification de l'effort normal réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, le RPA99 (7.4.3.1) exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0,3$$

Avec B est l'aire de la section transversale du poteau considéré.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 40 : Vérification de l'effort normal réduit.

Etage	Type de poteau	B (cm ²)	N _d (KN)	v	observation
RDC	45*50	2250	1344.874	0,24	vérifiée
1^{er}	45*50	2250	1179.070	0.21	vérifiée
2^{eme}	40*45	1800	983.235	0,22	vérifiée
3^{eme}	40*45	1800	788.119	0.18	vérifiée
4^{eme}	35*40	1400	594.308	0,17	vérifiée
5^{eme}	35*40	1400	415.451	0.12	Vérifiée
6^{eme}	30*35	1050	245.252	0,09	Vérifiée
7^{eme}	30*35	1050	127.361	0.05	Vérifiée

4.2.3 Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon le RPA99 (article 4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} 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}).

Si : $V_{dyn} < 0.8 * V_{st}$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments....) dans le rapport $0.8 * V_{st} / V$.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 41 : Vérification de la résultante des forces sismiques.

Résultante des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	V_{st} (KN)	$0,8 * V_{st}$	Observation
Sens x-x	1509.008	1885.990	1508.790	vérifiée
Sens y-y	1366.494	1706.017	1364.810	vérifiée

4.2.4 Justification vis à vis des déformations :

Selon le **RPA99 (Art 5.10)**, les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage. Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égale à :

$$\Delta K = \delta_k - \delta_{k-1}$$

Avec : $\delta_k = R \times \delta_{ek}$

δ_k : Déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure.

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

R : coefficient de comportement (R=5).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 42 : Vérification des déplacements.

Niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	0,11	0.55	0	0.55	306	0.18	0.08	0.40	0	0.40	0.13
1^{er}	0.32	1.60	0.55	1.05	306	0.34	0.26	1.30	0.40	0.90	0.29
2^{eme}	0.58	2.90	1.60	1.30	306	0.42	0.48	2.40	1.30	1.10	0.36
3^{eme}	0.84	4.20	2.90	1.30	306	0.42	0.72	3.60	2.40	1.20	0.39
4^{eme}	1.09	5.45	4.20	1.25	306	0.41	0.96	4.80	3.60	1.20	0.39
5^{eme}	1.32	6.60	5.45	1.15	306	0.38	1.18	5.90	4.80	1.10	0.36
6^{eme}	1.52	7.60	6.60	1	306	0.33	1.38	6.90	5.90	1	0.33
7^{eme}	1.68	8.40	7.60	0.80	306	0.26	1.59	7.95	6.90	1.05	0.34

4.2.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont négligés car la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.1 \quad \text{(Article 5.9)}$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "k".

Avec : $P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$.

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau "k".

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

h_k : Hauteur de l'étage "k".

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 43 : Vérification de l'effet P- Δ .

Niveau	h_k (cm)	P_k (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ
RDC	306	29869.435	0.55	1509.008	0.036	0.40	1366.494	0.029
1^{er} étage	306	25972.559	1.05	1460.781	0.061	0.90	1317.179	0.058
2^{eme} étage	306	22075.682	1.30	1365.002	0.069	1.10	1231.045	0.064
3^{eme} étage	306	18312.539	1.30	1235.262	0.063	1.20	1121.255	0.064
4^{eme} étage	306	14549.395	1.25	1073.291	0.055	1.20	980.098	0.058
5^{eme} étage	306	10904.084	1.15	888.153	0.046	1.10	815.979	0.048
6^{eme} étage	306	7258.772	1	659.314	0.036	1	613.499	0.039
7^{eme} étage	306	3715.392	0.80	389.403	0.024	1.05	379.029	0.034

D'après les résultats obtenus dans le tableau, les effets P- Δ peuvent être négligés (les valeurs de " θ " sont inférieures à 0.1).

4.3 Conclusion :

Nous avons opté pour la disposition des voiles qui nous a donné les meilleurs résultats vis-à-vis de l'interaction voiles-portiques (horizontale et verticale).

Chapitre 05

Chapitre 5 Etude des éléments structuraux

5.1 Introduction :

Les éléments structuraux (poteaux, poutres et voiles) sont des éléments qui reprennent les charges verticales et horizontales (sismique) au quels est soumis l'ouvrage. On présentera dans ce chapitre les ferraillements de ces éléments.

Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées à la flexion simple sous un moment fléchissant et un effort tranchant. On distingue deux types de poutres :

- **Poutres principales** : $(30*35) \text{ cm}^2$
- **Poutres secondaires** : $(30*30) \text{ cm}^2$

Le ferraillement se fera en flexion simple, en respectant les conditions de RPA99 et celles données par le BAEL99.

Recommandation du RPA99/2003 :

a. Armatures longitudinales : RPA 99/2003(art 7.5.2.1)

- Le pourcentage total minimal des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0.5\%B$. (B : section de la poutre).
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 $4\%B$: en zone courante.
 $6\%B$: en zone de recouvrement.
- Longueur minimale de recouvrement est de : $40\emptyset$ pour la zone II_a

\emptyset_{max} : Diamètre maximale utilisé.

b. Armatures transversales : RPA 99/2003(art 7.5.2.2)

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par : $A_t=0.003*S_t*b$

S_t : Espacement maximum entre les armatures transversales tel que :

- $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset_l \right)$: en zone nodale
- $S_t \leq \frac{h}{2}$: en dehors de la zone nodale

La valeur du diamètre \varnothing_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé. Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.

Recommandation du BAEL99 :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} \qquad \text{BAEL91 (art F.IV.2)}$$

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage est calculé à partir des sollicitations déduites du logiciel **ETABS 2016 :**

Exemple de calcul :

Ferrailage de la poutre principale : (30*35) cm^2

$$\left\{ \begin{array}{l} M_t = 68.11 \text{ KN.m} \dots\dots\dots 0.8G+E_y \\ M_a = -89.27 \text{ KN.m} \dots\dots\dots G+Q+E_y \\ V = 85.80 \text{ KN} \end{array} \right.$$

Armatures en travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{68.11 * 10^6}{300 * 320^2 * 18.48}$$

$$\mu_{bu} = 0.119 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.159$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 299 \text{ mm}$$

$$A_t = \frac{M_t}{z * f_{st}} = \frac{68.11 * 10^6}{299 * 400} * 10^{-2} = 5.7 \text{ cm}^2$$

Armatures en appui :

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{89.27 * 10^6}{300 * 320^2 * 18.48} = 0.0073$$

Chapitre 5

$$\mu_{bu}=0.0073 < \mu_l=0.392 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A'=0$$

$$\alpha = 0.0092 ; z = 319\text{mm}$$

$$A_t = \frac{M_a}{z \cdot f_{st}} = \frac{89.27 \cdot 10^6}{319 \cdot 400} \cdot 10^{-2} = 6.99 \text{cm}^2$$

Tableau 44 : Sollicitations et ferrailage des poutres :

Etage	Type de poutre	section	localisation	M (KN.m)	$A_{calculé}$ (cm^2)	A_{min} (cm^2)	$A_{adopté}$ (cm^2)	V (KN)	N^{bre} de barres
RDC et 1^{er} etage	PP	30*35	Travée	60.43	5	5.25	6.88	84.81	3HA14+2HA12
			Appui	-78.51	6.63		6.88		3HA14+2HA12
	PS	30*30	Travée	48.35	4.30	4.50	5.65	64.12	5HA12
			Appui	-63.15	5.72		6.78		6HA12
2^{eme} et 3^{eme} etage	PP	30*35	Travée	68.11	5.70	5.25	8.01	85.80	3HA14+3HA12
			Appui	-89.27	6.99		8.01		3HA14+3HA12
	PS	30*30	Travée	45.81	4.06	4.5	5.65	67.98	5HA12
			Appui	-67.99	6.18		6.78		6HA12
4^{eme} et 5^{em} etage	PP	30*35	Travée	61.48	5.09	5.25	8.01	75.15	3HA14+3HA12
			Appui	-84.91	7.22		8.01		3HA14+3HA12
	PS	30*30	Travée	37.86	3.32	4.5	6.78	61.68	6HA12
			Appui	-63.75	5.77		6.78		6HA12
6^{eme} et 7^{em} etage	PP	30*35	Travée	43.70	3.56	5.25	6.88	61.61	3HA14+2HA12
			Appui	-68.57	5.73		6.88		3HA14+2HA12
	PS	30*30	Travée	27.30	2.37	4.5	5.65	48.25	5HA12
			Appui	-51.92	4.64		5.65		5HA12

Vérification des armatures selon le RPA 99 :

❖ Pourcentage maximum des armatures longitudinales :

• Poutres principales :

En zone courante : $A_{max} = 4\%B = 4\%b \cdot h = 0.04 \cdot 30 \cdot 35 = 42 \text{cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%B = 6\%b \cdot h = 0.06 \cdot 30 \cdot 35 = 63 \text{cm}^2 > A_{adopté}$

• Poutres secondaires :

En zone courante : $A_{max} = 4\%B = 0.04 \cdot 30 \cdot 30 = 36 \text{cm}^2 > A_{adopté}$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%B = 0.06*30*30 = 54cm^2 > A_{adopté}$

Donc, c'est vérifié pour toutes les poutres.

❖ Les longueurs de recouvrement :

La longueur minimale des recouvrements est : $L_r \geq 40*\phi$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40*1.6 \geq 64cm \rightarrow \text{soit : } L_r = 65cm.$$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40*1.4 \geq 56cm \rightarrow \text{soit : } L_r = 60cm.$$

$$\phi = 12mm \rightarrow L_r = 40*1.2 \geq 48cm \rightarrow \text{soit : } L_r = 50cm.$$

Armatures transversales :

❖ Calcul de ϕ_t :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min(\phi_l^{min}, \frac{h}{35}, \frac{b}{10})$$

- Poutres principales : $\phi_t \leq \min(12; \frac{350}{35}; \frac{300}{10}) = \min(12; 10; 30)$

donc on prend $\phi_t = 8mm \iff 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre + un étrier)

- Poutres secondaires : $\phi_t \leq \min(12; \frac{300}{35}; \frac{300}{10}) = \min(12; 8.6; 30)$

donc on prend $\phi_t = 8mm \iff 4HA8 = 2.01cm^2$ (un cadre + un étrier)

Calcul des espacements :

En zone nodale : $S_t \leq \min(\frac{h}{4}; 12\phi_l^{min})$

- Poutres principales : $S_t \leq \min(\frac{35}{4}; 12*1.2)$ soit : $S_t = 8mm$

- Poutres secondaires : $S_t \leq \min(\frac{30}{4}; 12*1.2)$ soit : $S_t = 6mm$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

- Poutres principales : $S_t \leq \frac{35}{2}$ soit : $S_t = 15cm$

- Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{30}{2}$ soit : $S_t = 15\text{cm}$

Vérification des sections d'armatures transversales minimales :

$$A_t^{min} = 0.003 * S_t * b = 0.003 * 15 * 30 = 1.35\text{cm}^2 < A_t = 2.01\text{cm}^2$$

Vérification à L'ELU :

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 30 * 33 * \frac{2.1}{400} = 1.20\text{cm}^2$$

❖ Contrainte tangentielle maximale :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u \quad ; \quad \tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

$$\text{Fissuration peu nuisible : } \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 * f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) \implies \bar{\tau}_u = 3.33\text{MPa}$$

Tableau 45 : Vérification des contraintes tangentielles :

Poutres	V_u	τ_u	$\bar{\tau}_u$	Observation
Principales	85.80	0.89	3.33	vérifiée
secondaires	67.98	0.76	3.33	vérifiée

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

Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

- En appuis de rive : $A_l \geq \frac{V_u * \gamma_s}{f_e}$
- En appuis intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s * (V_u + \frac{M_a}{0.9 * d})}{f_e}$

Tableau 46 : vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	$A_L(\text{cm}^2)$	$V_u(\text{KN})$	$M_a(\text{KN.m})$	$A_l^{rive}(\text{cm}^2)$	$A_l^{int}(\text{cm}^2)$	observation
Principales	8.01	85.80	-89.27	2.47	-6.17	Vérifiée
Secondaires	6.78	67.98	-67.99	1.95	-5.80	Vérifiée

V.1.7. Vérification à l'ELS :

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

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{MPa}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 47 : Vérification de l'état limite de compression du béton

Poutres	localisatio n	$M_{ser}(\text{KN.m})$	$I (\text{cm}^4)$	$Y(\text{cm})$	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
Principales	Travée	24.31	65218.29	12.50	4.66	15	Vérifiée
	Appui	-35.17	65218.29	12.50	6.74	15	Vérifiée
Secondaires	Travée	13.09	39262.66	10.56	3.52	15	Vérifiée
	Appui	-24.27	39262.66	10.56	6.53	15	Vérifiée

❖ **Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :**

La vérification de la flèche est nécessaire si l'une des conditions suivantes n'est pas vérifiée :

$$\left\{ \begin{array}{l} 1) \frac{h}{L} \geq \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 * M_0}\right) \\ 2) \frac{A}{b_0 * d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right. \quad \text{BAEL91 (Art B.6.5).}$$

- Poutres principales :

1) $\frac{h}{L} = \frac{35}{455} = 0.077 > \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 * M_0}\right) = 0.0625 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

2) $\frac{A}{b_0 * d} = \frac{8.01}{30 * 32} = 0.0083 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

- Poutres secondaires :

1) $\frac{h}{L} = \frac{35}{330} = 0.106 > \max\left(\frac{1}{16} ; \frac{M_t}{10 * M_0}\right) = 0.0625 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

2) $\frac{A}{b_0 * d} = \frac{6.78}{30 * 27} = 0.0084 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée**

Donc :

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire car toutes les conditions sont vérifiées.

Ferrailage des poutres :

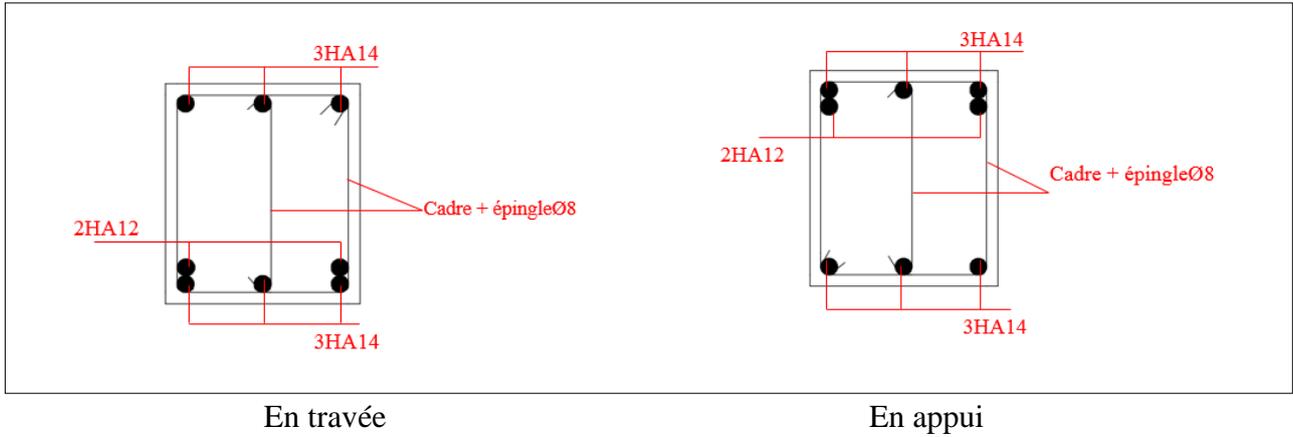


Figure 39 : schéma de ferrailage de la poutres principales RDC et 1^{er}, 6^{eme}, 7^{eme} étage.

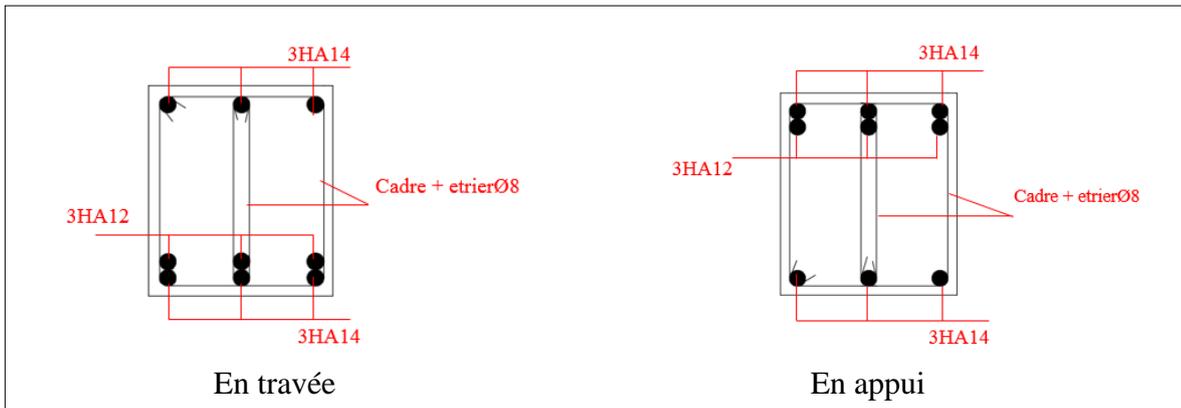


Figure 40 : schéma de ferrailage de la poutres principales 2^{eme} et 3^{eme}, 4^{eme}, 5^{eme} étages.

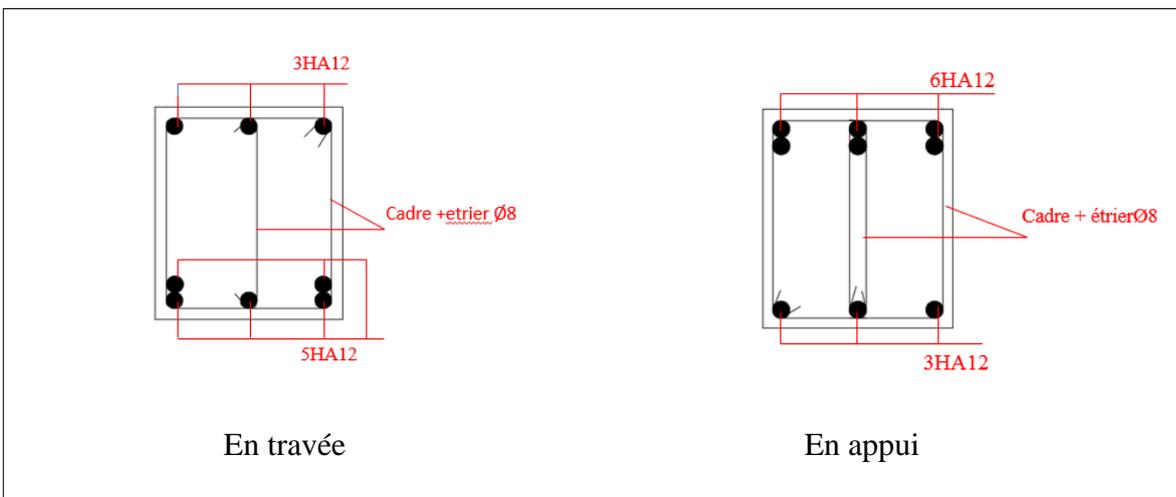


Figure 41 : schéma de ferrailage de la poutres secondaires RDC à 3^{eme} étages.

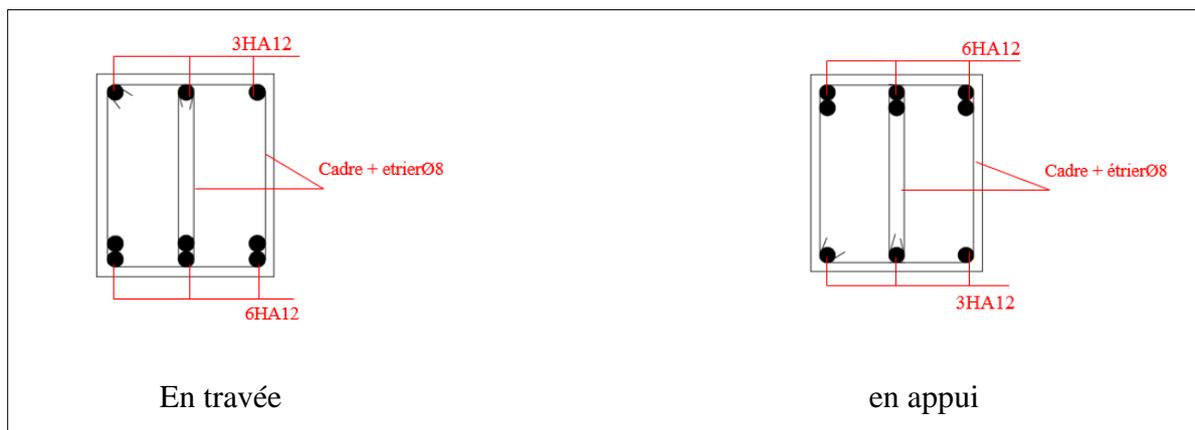


Figure 42 : schéma de ferrailage de la poutres secondaires 4^{eme}, 5^{eme} étages.



Figure 43 : schéma de ferrailage de la poutres secondaires 6^{eme}, 7^{eme} étages.

5.2 Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations. Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel **ETABS 2016** dans l'ordre suivant :

- 1) 1.35G+1.5Q
- 2) G+Q
- 3) 0.8G±E
- 4) G+Q±E

Les armatures sont déterminées suivant les couples de sollicitations suivantes :

- 1) $N_{max} \rightarrow M_{corr}$
- 2) $N_{min} \rightarrow M_{corr}$

3) $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

V.2.1. Recommandations du RPA99 (version 2003) (art 7.4.2.1) :

• **Armatures longitudinales :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal est de : $0.8\% b_1 * h_1$ en zone II_a
- Leur pourcentage maximal est de : 4% en zone courante et 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de : 40ϕ en zone II_a .
- La distance de l'espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm en zone II_a .
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zones critiques).

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Tableau 48 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux rectangulaires.

Niveau	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	45*50	18	90	135
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40*45	14.4	72	108
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35*40	11.20	56	84
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	30*35	8.40	42	63

Tableau 49 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux circulaires.

Niveau	Diamètre 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	50	15.70	78.54	117.81
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	45	12.72	63.62	95.43
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40	10.05	50.27	75.39
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	35	7.69	38.48	57.73

• **Armatures transversales :**

Les armatures transversales sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho * V_u}{h_1 * f_e}$$

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

V_u : Effort tranchant de calcul.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho = 2.5 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \quad (\lambda_g = \frac{l_f}{a} : \text{l'élancement géométrique}). \\ \rho = 3.75 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

t : Espacement entre les armatures transversales telle que :

$$\left\{ \begin{array}{ll} t \leq \min(10\phi_l^{min}; 15\text{cm}) \rightarrow \text{zone nodale.} \\ t \leq 15\phi_l^{min} \rightarrow \text{zone courante.} \end{array} \right.$$

Avec : ϕ_l^{min} : le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t * b_1}$: en pourcentage est donnée comme suit :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \quad \text{Si } : \lambda_g \geq 5. \\ 0.8\% \quad \text{Si } : \lambda_g < 3. \\ 3 < \lambda_g < 5 : \text{interpoler entre les valeurs précédentes.} \end{array} \right.$$

V.2.2. Sollicitation de calcul :

Les sollicitations de calcul résultant des combinaisons les plus défavorables sont tirés directement du logiciel **ETABS**, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau 50 : Sollicitations dans les poteaux

Niveau	$N_{max} \rightarrow M_{cor}$		$M_{max} \rightarrow N_{cor}$		$N_{min} \rightarrow M_{cor}$	
	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
Poteaux rectangulaires						
RDC et 1^{er} étage	1443.647	57.598	94.127	1344.874	-473.623	12.314
2^{ème} et 3^{ème} étage	1055.588	41.346	81.617	462.392	-61.585	2.206
4^{ème} et 5^{ème} étage	671.111	37.249	68.684	377.707	-24.623	2.254
6^{ème} et 7^{ème} étage	328.850	2.414	48.273	190.185	-40.504	1.359
Poteaux circulaires						

RDC et 1^{er} étage	1341.022	3.742	52.622	656.606	-357.275	26.461
2^{ème} et 3^{ème} étage	973.599	9.483	51.164	489.971	-282.668	32.225
4^{ème} et 5^{ème} étage	637.242	9.534	37.599	317.840	-197.714	22.551
6^{ème} et 7^{ème} étage	309.228	8.284	22.120	217.989	-62.666	11.046

V.2.3. Calcul du ferrailage :

Exemple de calcul :

Soit à calculer le poteau le plus sollicité du RDC :

h = 50cm, b= 45cm, d= 45cm, d'=5cm

$f_{c28}=25\text{MPa}$, $f_e= 400\text{MPa}$

- Situation accidentelle : $\gamma_b= 1.15$, $\gamma_s= 1$, $f_{bu}= 18.48\text{MPa}$
- Situation courante : $\gamma_b= 1.5$, $\gamma_s= 1.15$, $f_{bu}= 14.16\text{MPa}$

$N_{max}= 1443.647 \text{ KN} \rightarrow M_{corr}= 57.598 \text{ KN.m (ELU)}$

$M_{max}= 94.127 \text{ KN} \rightarrow N_{corr}= 1344.874 \text{ KN.m (ELA)}$

$N_{min}= -473.623 \text{ KN} \rightarrow M_{corr}= 12.314 \text{ KN.m (ELA)}$

❖ **Calcul sous N_{max} et M_{corr} :**

$e_G = \frac{M}{N} = 0.039\text{m} < \frac{h}{2} = \frac{0.5}{2} = 0.25\text{m}$. Le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA'.

Il faut vérifier la condition suivante :

$a \leq b \dots\dots\dots(I)$

$$\left\{ \begin{array}{l} a = (0.337h - 0.81d') * b * h * f_{bu} \\ b = N_u * (d - d') - M_{UA} \end{array} \right.$$

$M_{UA} = M + N * (d - \frac{h}{2}) = 57.598 + 1443.647 * (0.45 - \frac{0.50}{2}) = 346.33 \text{ KN.m}$

$(0.337 * 0.5 - 0.81 * 0.05) * 0.45 * 0.5 * 14.16 = 0.408 > [1443.647 * (0.45 - 0.05) - 346.33] * 10^{-3} = 0.231$

Donc :

La condition n'est pas vérifiée ; Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{346.33 * 10^{-3}}{0.45 * 0.45^2 * 14.16} = 0.268 < 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$

$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.398$

$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.378\text{m}$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z * f_{st}} = \frac{346.33 * 10^{-3}}{0.378 * 348} = 2.633 * 10^{-3} m^2 = 26.33 cm^2$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 26.33 * 10^{-4} - \frac{1443.647 * 10^{-3}}{348} = -15.15 cm^2 < 0$$

❖ **Calcul sous M_{max} et N_{corr} :**

$$e_G = \frac{94.127}{1344.874} = 0.0699 < \frac{h}{2} = 0.25m$$

Donc le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section des armatures.

$$M_{UA} = 363.10 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 * 0.5 - 0.81 * 0.05) * 0.45 * 0.5 * 18.48 = 0.532 > [1344.874 * (0.45 - 0.05) - 363.10] * 10^{-3} = 0.175$$

Donc :

La condition n'est pas vérifiée ; Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{363.10 * 10^{-3}}{0.45 * 0.45^2 * 18.48} = 0.216 < 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0.308; z = 0.395m$$

$$A_l = \frac{363.10 * 10^{-3}}{0.395 * 400} = 2.30 * 10^{-3} m^2 = 23 cm^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 23 * 10^{-4} - \frac{1344.874 * 10^{-3}}{400} = -10.62 cm^2 < 0$$

❖ **Calcul sous N_{min} et M_{corr} :**

$$N_{min} = -473.623 \text{ KN} \rightarrow M_{corr} = 12.314 \text{ KN.m} \implies e_G = 0.026 < \frac{h}{2} = 0.25m$$

Donc : le centre de pression est à l'intérieur de la section entre les armatures AA').

$$M_{UA} = M + N * (d - \frac{h}{2}) = 12.314 + 473.623 * (0.45 - \frac{0.50}{2}) = 107.04 \text{ KN.m}$$

$$(0.337 * 0.5 - 0.81 * 0.05) * 0.45 * 0.5 * 18.48 = 0.532 > [473.623 * (0.45 - 0.05) - 107.04] * 10^{-3} = 0.082$$

Donc :

La condition n'est pas vérifiée ; Donc la section est partiellement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{107.04 * 10^{-3}}{0.45 * 0.45^2 * 18.48} = 0.064 < 0.392 \rightarrow \text{pivot A} \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.083$$

$$z = d (1 - 0.4 \alpha) = 0.435m$$

Chapitre 5

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z \cdot f_{st}} = \frac{107.04 \cdot 10^{-3}}{0.435 \cdot 400} = 6.15 \cdot 10^{-4} m^2 = 6.15 cm^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 6.15 \cdot 10^{-4} - \frac{473.623 \cdot 10^{-3}}{400} = -5.69 cm^2 < 0$$

Le tableau suivant résume le calcul des armatures pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau 51 : Ferrailage longitudinal des poteaux

Niveau	Sections	A(cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	barres
Poteaux rectangulaires					
RDC et 1 ^{er} étage	45*50	0	18	20.61	4HA20+4HA16
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40*45	2.36	14.4	16.08	8HA16
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35*40	1.04	11.20	12.32	8HA14
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	30*35	1.55	8.40	9.05	8HA12
Poteaux circulaires					
RDC et 1 ^{er} étage	D=50	3.90	15.70	16.08	8HA16
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	D=45	3.18	12.72	14.20	4HA16+4HA14
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	D=40	2.51	10.05	10.68	4HA12+4HA14
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	D=35	1.92	7.69	10.68	4HA12+4HA14

Ferrailage transversal :

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Tableau 52 : Calcul des armatures transversales

Sections	ϕ _l ^{min} (cm)	V _d (KN)	l _r (cm)	S _t Zone nodale	S _t Zone courante	A _t (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopté} (cm ²)	barres
Poteaux rectangulaires									
45*50	1.6	102.92	64	10	15	1.93	3.38	4.71	6HA10
40*45	1.6	103.10	64	10	15	2.15	3	4.71	6HA10
35*40	1.4	86.66	56	10	15	1.35	1.58	4.71	6HA10
30*35	1.2	62.23	48	10	15	1.11	1.35	4.71	6HA10
Poteaux circulaires									
50	1.6	32.55	64	10	15	0.61	3.75	4.71	6HA10
45	1.4	33.88	56	10	15	0.71	3.38	4.71	6HA10
40	2	25.27	80	10	15	0.39	1.80	4.71	6HA10
35	1.6	14.71	64	10	15	0.26	1.58	4.71	6HA10

D'après le CBA93 (Art A7.1.3), le diamètre des armatures transversales doit être comme suit :

$$\phi_t = 10\text{mm} \geq \frac{\phi_t^{max}}{3} = \frac{20}{3} = 6.67\text{mm} , \text{ donc la condition est vérifiée.}$$

❖ Vérifications

Vérification au flambement

Selon le CBA93 (art B.8.2.1), Les éléments soumis à la flexion composée, doivent être justifiés vis-à-vis du flambement, l'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement

On doit vérifier cette formule :

$$N_d \leq N_u = \alpha * \left(\frac{B_r * f_{c28}}{0.9 * \gamma_b} + A_s * \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

A_s : Section d'acier prise en compte dans le calcul.

B_r : Section réduite du béton.

α : Coefficient en fonction de l'élanement λ .

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \dots \dots \text{ si } \lambda < 50 \\ 0.6 * \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \dots \dots \text{ si } \lambda > 50 \end{cases}$$

Exemple de calcul (RDC et 1^{er} étage) : $L_0 = 3.06\text{m}$

$$L_f = 0.7L_0 = 2.142\text{m}$$

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{h^2}{12}} = 14.43 \text{ cm} \quad \text{(Rayon de giration).}$$

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = 14.84 \rightarrow \alpha = 0.82 \quad ; \quad B_r = 2064\text{cm}^2$$

$$N_u = 0.82 * \left(\frac{0.2064 * 25}{0.9 * 1.5} + 20.61 * 10^{-4} * \frac{400}{1.15} \right) = 3.72\text{MN} \quad N_d = 1.443 \text{ MN}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de flambement.

Le tableau suivant résume les résultats des calculs :

Chapitre 5

Tableau 53 : Vérification du flambement des poteaux

Niveau	Section	L_0 (cm)	L_f (cm)	λ	α	A_s (cm ²)	B_r (cm ²)	N_u (M N)	N_d (MN)	observation
RDC et 1 ^{er} étage	45*50	306	214.2	14.84	0.82	20.61	2064	3.72	1.443	Vérifiée
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40*45	306	214.2	16.49	0.81	16.08	1634	2.90	1.055	Vérifiée
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35*40	306	214.2	18.55	0.80	12.32	1254	2.20	0.671	Vérifiée
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	30*35	306	214.2	21.2	0.79	9.05	924	1.60	0.328	Vérifiée
Poteau circulaire	D= 50	306	214.2	17.14	0.81	16.08	1809.56	3.17	1.341	Vérifiée

La condition est vérifiée pour tous les niveaux donc pas de risque de flambement.

Vérification des contraintes :

On a la fissuration est peu nuisible ; donc cette vérification consiste à contrôler uniquement la contrainte de compression dans le béton du poteau le plus sollicité dans chaque niveau.

$$\sigma_{bc} \leq \sigma_{adm} = 0.6f_{28} = 15\text{MPa}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc1} = \frac{N_{ser}}{S} + \left(\frac{M_G^{ser}}{I_{yy'}} * v \right) \dots\dots\dots \text{Béton fibre supérieure.} \\ \sigma_{bc2} = \frac{N_{ser}}{S} - \left(\frac{M_G^{ser}}{I_{yy'}} * v' \right) \dots\dots\dots \text{Béton fibre inférieure.} \end{array} \right.$$

$$S = b * h + 15(A + A')$$

$$I_{yy'} = \frac{b}{3} * (v^3 + v'^3) + 15A' (v - d')^2 + 15A (d - v)^2$$

$$v' = h - v$$

$$M_G^{ser} = M_{ser} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v \right) \quad \text{Avec : } v = \frac{\frac{b * h^2}{2} + 15(A' * d' + A * d)}{S}$$

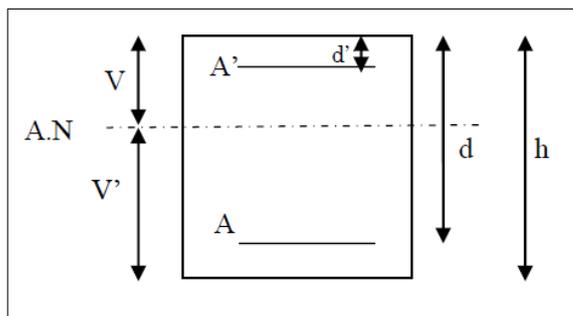


Figure 44 : Section d'un poteau

Chapitre 5

Tous les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 54 : Vérification des contraintes dans le béton pour les poteaux

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage
Section	45*50	40*45	35*40	30*35
d(cm)	45	40	35	30
A(cm²)	20.61	16.08	12.32	9.05
v(cm)	27.42	24.57	21.75	18.93
v'(cm)	22.58	20.43	18.25	16.07
I_{yy'}(cm⁴)	577471.69	368888.90	191242.92	180637.44
N_{ser}(KN)	1050.89	768.41	488.69	239.83
M_{ser}(KN.m)	45.61	34.99	30.69	23.22
M_{ser}^G(KN.m)	71.04	50.89	39.24	26.65
σ_{bc1}(MPA)	3.37	3.43	7.55	4.82
σ_{bc2}(MPA)	1.33	0.95	-0.66	-0.35
σ_{bc}(MPA)	15	15	15	15
Observation	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Vérification aux sollicitations tangentielles :

Selon le RPA 99 (Art : 7.4.3.2) :

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d} \leq \overline{\tau_{bu}} = \rho_d * f_{c28} \quad \text{avec :}$$

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.040 & \text{Si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

Les résultats de calcul sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 55 : Vérification des contraintes tangentielles

Niveau	Section (cm ²)	I _f (cm)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPA)	τ _{bu} (MPA)	observation
RDC et 1^{er} étage	45*50	214.2	4.76	0.040	45	102.92	0.508	1	Vérifiée
2^{ème} et 3^{ème} étage	40*45	214.2	5.36	0.075	40	103.10	0.644	1.875	Vérifiée
4^{ème} et	35*40	214.2	6.12	0.075	35	86.66	0.707	1.875	Vérifiée

5 ^{ème} étage									
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	30*35	214.2	7.14	0.075	30	62.23	0.691	1.875	Vérifiée

Vérification des zones nodales :

Dans le but de faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux, le **RPA99 (Art 7.6.2)** exige de vérifier :

$$|M_N|+|M_S| \geq 1.25*|M_W|+|M_E|$$

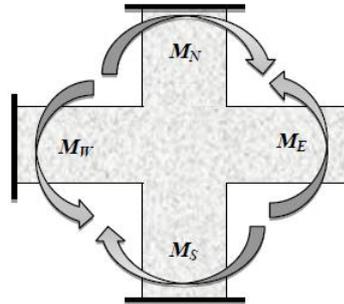


Figure 45 : répartition des moments dans les zones nodales

Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (MR) d’une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton.
- de la quantité d’armatures dans la section.
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z * A_s * \sigma_s \quad \text{avec : } Z = 0.9 * h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_s}{\gamma_s} = 348 \text{MPa}$$

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau 56 : Les moments résistants dans les poteaux

Niveau	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC et 1 ^{er} étage	45*50	45	20.61	322.75
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40*45	40.5	16.08	226.63
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	35*40	36	12.32	154.34
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	30*35	31.50	9.05	99.21

Détermination des moments résistants dans les poutres :

Chapitre 5

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales. On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central :

Tableau 57 : Les moments résistants dans les poutres

Niveau	Poutre	Section (cm ²)	Z(cm)	A _s (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC et 1^{er} étage	PP	30*35	31.5	6.88	75.42
	PS	30*30	27	6.78	63.70
2^{eme} et 3^{eme} étage	PP	30*35	31.5	8.01	87.81
	PS	30*30	27	6.78	63.70
4^{eme} et 5^{eme} étage	PP	30*35	31.5	8.01	87.81
	PS	30*30	27	6.78	63.70
6^{eme} et 7^{eme} étage	PP	30*35	31.5	6.88	75.42
	PS	30*30	27	6.03	56.66

Tableau 58 : Vérification de la zone nodale

niveau	M _N (KN.m)	M _S (KN.m)	M _N + M _S (KN.m)	poutre	M _W = M _E	1.25(M _W + M _E)	observation
RDC	322.75	322.75	645.5	PP	75.42	188.55	Vérifiée
				PS	63.70	159.25	
Etage 1	322.75	322.75	645.5	PP	75.42	188.55	Vérifiée
				PS	63.70	159.25	
Etage 2	226.63	322.75	549.38	PP	87.81	219.53	Vérifiée
				PS	63.70	159.25	
Etage 3	226.63	226.63	453.26	PP	87.81	219.53	Vérifiée
				PS	63.70	159.25	
Etage 4	154.34	226.63	380.97	PP	87.81	219.53	Vérifiée
				PS	63.70	159.25	
Etage 5	154.34	154.34	308.68	PP	87.81	219.53	Vérifiée
				PS	63.70	159.25	
Etage 6	99.21	154.34	253.55	PP	75.42	188.55	Vérifiée
				PS	56.66	141.65	

Chapitre 5

Étage 7	99.21	99.21	198.42	PP	75.42	188.55	Vérifiée
				PS	56.66	141.65	

Conclusion : La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Schémas de ferrailage :

Poteau (45*50)cm²	Poteau (40*45)cm²
Poteau (35*40)cm²	Poteau (30*35)cm²
Exemple de poteau circulaire (RDC) D=50cm	

Figure 46 : schéma de ferrailage des poteaux dans chaque niveau

5.3 Étude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (art 3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a .

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base.

Les modes de ruptures sont :

- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par flexion.
- Rupture par écrasement.

Les voiles sont calculés en flexion composée avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1.35G+1.5Q$.
- $G+Q\pm E$.
- $0.8G\pm E$.

Recommandation du RPA99 version 2003 :

- **Armatures verticales :**

-Elles sont destinées à reprendre les effets de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces des voiles.

-Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue sous l'action des forces verticales et horizontales pour reprendre l'effort de traction en totalité est :

$$A_{min}=0.2\%l_t*e.$$

Avec : l_t : longueur de la zone tendue et e : épaisseur du voile.

-Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont L'espace $S_t < e$.

- A chaque extrémité du voile, l'espace des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{l}{10}$ de la longueur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

- **Armatures Horizontales :**

-Ils sont destinés à reprendre les efforts tranchant, et maintenir les aciers verticaux, et les empêcher de flamber, donc ils doivent être disposés en deux nappes vers l'extérieur des armatures verticales.

-Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 130° ayant une longueur de $10\emptyset$

Sollicitations de calcul :

Les voiles selon (XX) : $(120*20)cm^2$; selon (YY) : $(190*20)cm^2$

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel **ETABS 2016**, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 59 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à x-x' et V_{y1} // à y-y

Niveau	Voile	$N_{max} \rightarrow M_{corr}$		$M_{max} \rightarrow N_{corr}$		$N_{min} \rightarrow M_{corr}$		V_u (KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
RDC et 1 ^{er} étage	V_{x1}	913.22	458.48	461.40	164.75	-17.52	135.98	196.08
	V_{y1}	1057.95	886.22	886.22	1057.95	-27.95	162.30	249.73
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	V_{x1}	617.65	25.62	205.13	509.21	-181.19	119.78	122.04
	V_{y1}	712.55	30.15	374.36	455.51	-170.06	145.55	158.13
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	V_{x1}	460.82	33.99	169.60	243.52	-86.58	109.60	102.75
	V_{y1}	523.89	147.94	218.45	494.82	-30.97	164.55	111.99
6 ^{ème} et 7 ^{ème} étage	V_{x1}	253.68	31.40	134.17	100.24	-9.14	69.55	72.03
	V_{y1}	318.89	104.98	185.67	289.82	-14.04	54.44	66.94

❖ **Calcul du ferrailage :**

Exemple de calcul :

- **Calcul sous N_{max} et M_{corr} :**

$$N_{max} = 1057.95 \text{ KN}$$

$$M_{corr} = 886.22 \text{ KN.m} \rightarrow (\text{ELA})$$

$$L = 1.90 \text{ m}, d = 1.85 \text{ m}, e = 0.20 \text{ m}$$

$e_G = \frac{M}{N} = 0.84 < \frac{h}{2} = 0.95 \rightarrow$ le centre de pressions est à l'intérieur de la section, donc la section est partiellement comprimée, La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$M_{UA} = M + N * (d - \frac{h}{2}) = 886.22 + 1057.95(1.85 - \frac{1.90}{2}) = 1838.38 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{UA}}{b * d^2 * f_{bu}} = \frac{1838.38 * 10^{-3}}{0.20 * 1.85^2 * 18.48} = 0.145 < \mu_l = 0.392 \rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 0.197, z = 1.70 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{UA}}{z * f_{st}} = \frac{1838.38 * 10^{-3}}{1.70 * 400} = 27.035 \text{ cm}^2$$

$$A = A_l - \frac{N}{f_{st}} = 27.035 * - \frac{1057.95 * 10^{-3}}{400} * 10^4 = 0.59 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 0.59 \text{ cm}^2$$

Armatures minimales dans tout le voile :

Selon RPA99/2003 on a : $A_{min} = 0.15\% b * h = 0,15\% * 20 * 190 = 5.7cm^2$

Calcul de la longueur de la partie tendue l_t :

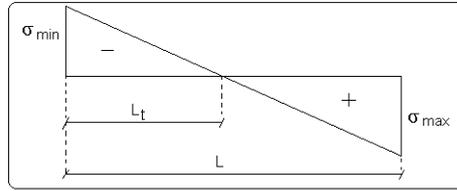


Figure 47 : Schéma des contraintes

$$l_t = \frac{\sigma_{min} * L}{\sigma_{min} + \sigma_{max}}$$

$$\begin{cases} \sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M}{I}V = \frac{1057.95 * 10^{-3}}{1.9 * 0.20} + \frac{886.22 * 10^{-3}}{0.1143} * 0.95 = 10.15 \text{MPa} \\ \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M}{I}V = \frac{1057.95 * 10^{-3}}{1.9 * 0.20} - \frac{886.22 * 10^{-3}}{0.1143} * 0.95 = -4.58 \text{MPa} \end{cases}$$

$$l_t = \frac{4.58 * 1.9}{4.58 + 10.15} = 0.59m$$

$$A_{min}^{tendu} = 0.2\% b * l_t = 0.2\% * 20 * 59 = 2.36cm^2$$

Armatures minimales dans la zone comprimée :

$$l_c = L - l_t = 190 - 59 = 131cm$$

$$A_{min}^{courante} = 0.1\% b * l_c = 0.1\% * 20 * 131 = 2.62cm^2$$

Espacement des barres verticales :

$S_t \leq \min (1.5e; 30cm) = 30cm$; Avec : $-S_t = 8 cm$ sur une longueur de $L/10$ du voile.
 $-S_t = 16 cm$ en dehors de $L/10$ du voile.

Armatures horizontales :

La section des Armatures horizontales est calculée selon la formule suivante :

$$A_h = \frac{\tau_u * e * S_t}{0.8 * f_e}$$

$$\tau_u = \frac{1.4 * V_d}{e * d} = \frac{1.4 * 249.73 * 10^{-3}}{0.2 * 1.85} = 0.94 \text{MPa}$$

Espacement des barres horizontales :

$$S_t \leq \min (1.5e; 30cm) = 30cm$$

On prend : $S_t = 20cm$

$$A_h = \frac{0.94 * 0.2 * 0.2}{0.8 * 400} = 1.18cm^2$$

Chapitre 5

Tableau 60 : Sollicitations et ferrailage du voile Vy1 dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
Section(cm^2)	20*190	20*190	20*190	20*190
N(KN)	1057.95	455.51	494.82	289.82
M(KN.m)	886.22	374.36	218.45	185.67
V(KN)	249.73	158.13	111.99	66.94
τ (MPA)	0.94	0.59	0.42	0.25
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	0.59	0	0	0
$A_{min}(cm^2)$	5.7	5.7	5.7	5.7
l_t (cm)	59	58	27	48
$A_{min}^{tendu}(cm^2)$	2.36	2.32	1.08	1.92
$N^{barre}/face$	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28	8HA10=6.28
S_t (cm)	16	16	16	16
$A_h^{cal}(cm^2)$	1.18	0.74	0.53	0.31
$A_h^{min}(cm^2)$	0.60	0.60	0.6	0.6
$A_h^{adop}(cm^2)$	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
S_t (cm)	20	20	20	20

Tableau 61 : Sollicitations et ferrailage du voile Vx1 dans tous les niveaux

Niveau	RDC et 1 ^{er} étage	2 ^{eme} et 3 ^{eme} étage	4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	6 ^{eme} et 7 ^{eme} étage
Section(cm^2)	20*120	20*120	20*120	20*120
L(cm)	120	120	120	120
N(KN)	164.75	509.21	243.52	100.24
M(KN.m)	461.40	205.13	169.60	134.17
V(KN)	196.08	122.04	102.75	72.03
τ (MPA)	1.19	0.74	0.63	0.44
$\bar{\tau}$ (MPA)	5	5	5	5
$A_{cal}(cm^2)$	8.65	0	0.75	1.68
$A_{min}(cm^2)$	3.60	3.60	3.60	3.60
l_t (cm)	56	30	43	51

$A_{min}^{tendu} (cm^2)$	2.24	1.20	1.72	2.04
$N_{barre}/face$	8HA12=9.04	4HA12=4.52	4HA12=4.52	4HA12=4.52
$S_t (cm)$	16	16	16	16
$A_h^{cal} (cm^2)$	1.49	0.93	0.79	0.55
$A_h^{min} (cm^2)$	0.60	0.60	0.60	0.60
$A_h^{adop} (cm^2)$	1.57	1.57	1.57	1.57
N_{barre}	2HA10	2HA10	2HA10	2HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20

Schéma de ferrailage :

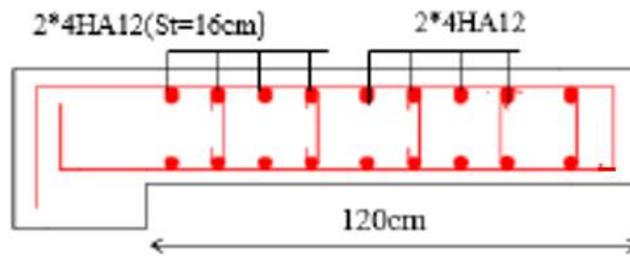


Figure 48 : Schéma de ferrailage du voile Vx1

5.4 Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant vis-à-vis de la résistance et la transmission des sollicitations, donc ils doivent être correctement dimensionnés et bien armés ; d'ailleurs nous avons constaté que la section minimale d'armature exigé par le RPA99 /2003 est importante car il favorise la sécurité avant l'économie.

Chapitre 6 :

Chapitre 6 Etude de fondation :

6.1 Introduction :

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 dans le cas où le bon sol se trouve en profondeur.

Dans ce chapitre, on présentera le pré dimensionnement ainsi que le ferrailage des fondations de notre bâtiment.

6.2 Choix du type des fondations :

Il se fait en fonction :

- Des charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La capacité portante du sol.
- La profondeur du bon sol.

On distingue :

- Fondation superficielle : semelle filante ; semelle isolé ; radier général
- Fondation profonde : semelle sur pieux
- Les fondations semi-profondes.

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.

Selon le rapport du sol (voir annexe) ; la contrainte admissible est **2.50 bars**.

6.3 Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (art 10.1.4.1)** et le **DTR BC 2.33.1** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$
- $G + Q$
- $1.35G + 1.5 Q$

6.4 Etude des fondations :

Le choix de fondation :

Vérification de la semelle isolée :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base de section (a*b) d'où les semelles sont rectangulaires (A* B).

$$\frac{N}{S} \leq \overline{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (1)$$

N : L'effort normal transmis à la base obtenue par le logiciel ETABS

S : Surface d'appuis de la semelle.

$\overline{\sigma_{sol}}$: Contrainte admissible du sol.

Le poteau le plus sollicité dans notre structure donne un effort normal de l'ordre N=1050.89KN.

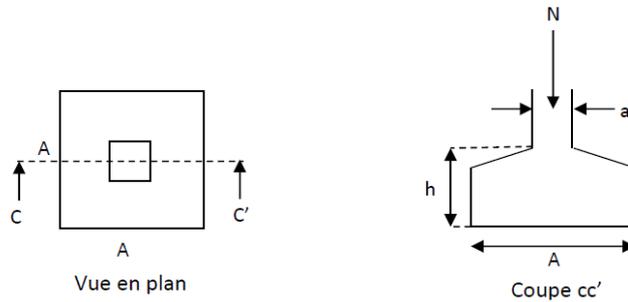


Figure 49 : Schéma d'une semelle isolée

$$\frac{A}{b} = \frac{B}{b} \rightarrow A = \frac{a}{b} * B$$

a , b : dimensions du poteau à la base.

On remplace A dans l'équation (1) on trouve :

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} * \frac{N}{\overline{\sigma_{sol}}}} = \sqrt{\frac{0.5}{0.45} * \frac{1050.89}{250}} = 2.16 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1,9 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles, ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

Vérification des semelles filantes :

Choisissons une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique formé de 5 poteaux :

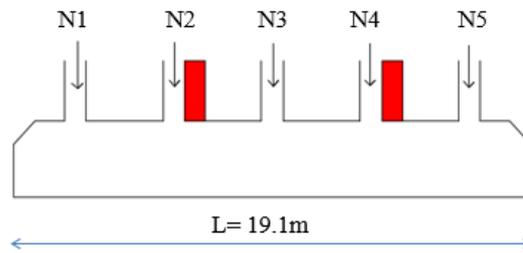


Figure 50 : Schéma d'une Semelle filante

Avec :

$$N = \sum_{i=1}^{i=5} = 4834.97 \text{ KN} \quad ; \quad M = \sum_{i=1}^{i=5} = 168.98 \text{ KN.m} \quad (\text{N et M sont pris à l'ELS})$$

Afin de prendre en compte le poids de la semelle filante, les couches de terre sur la semelle et les avant poteaux, on majore l'effort de 20%.

$$N_s = 1.2N = 5801.96 \text{ KN}$$

A partir du modèle de Meyerhof: $B \geq \frac{1.2 \cdot N}{(L - 2e) \cdot \bar{\sigma}_{sol}}$ avec : $e = \frac{M}{N} = \frac{168.98}{5801.96} = 0.029 \text{ m}$

$$B \geq \frac{5801.96}{(19.1 - 2 \cdot 0.029) \cdot 250} = 1.53 \text{ m} \quad \text{on prend } B = 2 \text{ m}$$

On a la longueur de notre semelle égale à 2 m donc le choix des semelles filantes ne convient pas pour notre cas, donc on passe à la vérification de l'utilisation du radier général :

Soit la surface de l'ensemble des semelles.

$$S_{cal} \geq \frac{N_{total}}{\bar{\sigma}_{st}} = \frac{46521.58}{250} = 186.09 \text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est : 323.6 m^2

On voit bien que $S_{cal} = 57\% S_{batiment}$, d'où une telle importante surface impose l'utilisation d'un radier général sans débord.

Radier général :

Le radier travaille comme un plancher renversé.

- Dimensionnement :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

Condition de coffrage :

h_t : hauteur des nervures.

h_r : hauteur de la dalle.

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

$$h_r \geq \frac{L_{max}}{20} = \frac{455}{20} = 22.75 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h_r = 30 \text{ cm} \rightarrow \text{ (hauteur de la dalle).}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{455}{10} = 45.5 \text{ cm} ; \text{ on prend : } h_t = 50 \text{ cm} \rightarrow \text{ (hauteur des nervures).}$$

a) Condition de rigidité :

$$\frac{\pi * L_e}{2} \geq L_{max} \quad ; \quad L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 * E * I}{K * b}} \quad \text{Avec :}$$

L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$E = 3.21 * 10^7 \text{ KN/m}^2$: (module d'élasticité du béton).

$I = \frac{b * h^3}{12}$: inertie de la section du radier.

K : coefficient de réaction du sol \rightarrow pour un sol bon (par manque de données géotechniques, on prend $K = 12 * 10^4 \text{ KN/m}^3$).

b : La largeur du radier.

$$I = \frac{b * h^3}{12} \rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48 * L_{max}^4 * K}{\pi^4 * E}} = 92.42 \text{ cm} \quad \text{Donc : } h \geq 92.42 \text{ cm}$$

b) Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} * f_{c28} \dots \dots \dots (1). \text{ On considère une bande de largeur } b = 1 \text{ m.}$$

La surface du radier $S_{rad} = S_{batiment} = 323.60 \text{ m}^2$

$$V_d = \frac{N_d * L_{max} * b}{2 * S_{rad}} = \frac{46521.58 * 4.55 * 1}{2 * 323.6} = 327.06 \text{ KN}$$

$$(1) \implies d \geq \frac{V_d * \gamma_b}{0.07 * b * f_{c28}} = 0.28 \text{ m}$$

A partir de ces trois conditions on opte pour :

- Pour les nervures du radier : $h_t = 95 \text{ cm}$.
- Pour la dalle du radier : $h_r = 35 \text{ cm}$.

Les vérifications :

Vérification au poinçonnement :

Selon le BAEL99 (article A.5.2, 41), il faut vérifier la résistance de la dalle au poinçonnement par effort normal., cette vérification s'effectue comme suit :

$$N_d \leq 0.045 * U_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal du poteau le plus sollicité.

U_c : Le périmètre de la surface d'impact projetée sur le plan moyen du radier.

Sous poteaux le plus sollicité :

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire $(45 \times 50) \text{ cm}^2$, le périmètre d'impact U_c est donné par la formule suivante : $U_c = 2 * (A + B)$

h : hauteur du radier.

$$A = a + h = 0.45 + 0.95 = 1.40 \text{ m}$$

$$B = b + h = 0.5 + 0.95 = 1.45 \text{ m} \implies U_c = 5.70 \text{ m}$$

$$\rightarrow N_d = 1.444 \text{ MN} \leq 0.045 * 5.7 * 0.95 * \frac{25}{1.5} = 4.06 \text{ MN} \dots \dots \dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc pas de risque de poinçonnement.

Vérification de la contrainte dans le sol :

Calcul des contraintes sous le radier :

Sens xx :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S_{rad}} \pm \frac{M_x * Y_G}{I_x}$$

N : L'effort normale du aux charges verticales.

$M_x ; M_y$: Moment sismique à la base.

D'après le programme SOCOTEC on a les caractéristiques suivantes :

$$I_x = 17975.72 \text{ m}^4 ; X_G = 12.25 \text{ m} ; M_x = 303386.48 \text{ KN.m}$$

$$I_y = 25010.49 \text{ m}^4 ; Y_G = 10.40 \text{ m} ; M_y = 410334.37 \text{ KN.m}$$

$$N' = N + G_0 = 33906.99 + (25 * 0.35 * 323.6) = 36738.49 \text{ KN}$$

$$\sigma_1 = \frac{36.73849}{323.6} + \frac{303.38648 * 10.40}{17975.72} = 0.29 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = -0.061 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.203 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.250 \text{ MPA} \text{ donc : La contrainte est vérifiée dans le sens x-x.}$$

Sens-y-y :

$$\sigma_1 = \frac{36.73849}{323.6} + \frac{410.33437 * 12.25}{25010.49} = 0.32 \text{ MPA}$$

$$\sigma_2 = -0.084 \text{ MPA}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.219 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 0.250 \text{ MPA}$$

Donc : La contrainte est vérifiée dans le sens y-y.

❖ Ferrailage du radier :

Le radier se calcul comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. Le ferrailage se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

• Calcul des sollicitations :

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35 * G_0 = \frac{46521.58}{323.6} + 1.35 * (25 * 0.35) = 155.58 \text{ KN/m}^2$$

$$L_x = 2.65 \text{ m} ; L_y = 4.05 \text{ m}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2.65}{4.05} = 0.65 \text{ la dalle travail selon de sens .}$$

$$\text{A l'ELU : } \mu_x = 0.0751 ; \mu_y = 0.3613 \quad (\text{annexe 1}).$$

$$M_x = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0751 * 155.58 * 2.65^2 = 82.05 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0.3613 * 82.05 = 29.64 \text{ KN.m}$$

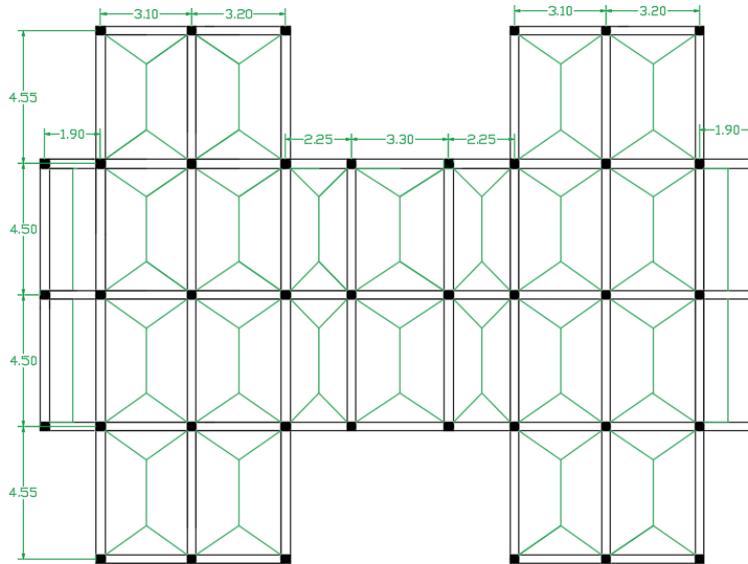


Figure 51 : Schéma de rupture de dalle de radier.

• **Calcul du ferrailage :**

En tenant compte de la continuité des panneaux, les moments seront réduits ainsi :

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0.85M_x ; M_{ty} = 0.85M_y$$

$$\text{En appui : } M_{ax} = M_{ay} = -0.5M_x$$

Le ferrailage se fera pour une section $b * h_0 = 1 * 0.3 \text{ m}^2$ les résultats des calculs sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 62 : Section des armatures du radier.

		M(KN.m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adopté}(cm^2)$	choix	$S_t(cm)$
Sens xx	Travée	69.74	6.87	3.29	7.69	5HA14	20
	Appui	-41.03	3.99	3.29	5.65	5HA12	20
Sens yy	Travée	25.20	2.44	2.80	3.92	5HA10	20
	Appui	-41.03	3.99	2.80	5.65	5HA12	20

Vérification à l'ELS :

$$N_s = 33906.99 \text{ KN}$$

$$q_s = 113.53 \text{ KN/m}^2$$

$$\mu_x = 0.0805 \quad ; \quad \mu_y = 0.5235$$

$$M_x = \mu_x * q_s * L_x^2 = 0.0805 * 113.53 * 2.65^2 = 64.18 \text{ KN.m}$$

$$M_y = \mu_y * M_x = 0.3613 * 64.18 = 23.19 \text{ KN.m}$$

État limite de compression du béton :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} * y \leq \overline{\sigma}_{bc} = 0.6 * f_{c28} = 15 \text{ MPA} ; \quad \sigma_s = 15 * \frac{M_{ser}}{I} * (d-y) \leq \overline{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta * f_{tj}} \right) = 201.63 \text{ MPA}$$

Tableau 63 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.

Localisation		$M_{ser}(\text{KN.m})$	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Travée	x-x	54.55	7.25	72403.43	5.46	257.10
	y-y	19.71	5.38	40831.99	2.60	178.26
Appui		-32.05	6.33	55937.33	3.63	203.43

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on augmente la section de ferrailage.

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau 64 : Vérification des contraintes après l'augmentation de la section d'acier.

Localisation		Barres	Y (cm)	I (cm^4)	$\sigma_{bc}(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Travée	x-x	5HA16= 10.05	8.12	90015.46	4.92	198.89
	y-y	5HA10= 3.92	5.38	40831.99	2.60	178.26
Appui		5HA14= 7.70	7.25	72481.07	3.21	150.89

Schéma de ferrailage :

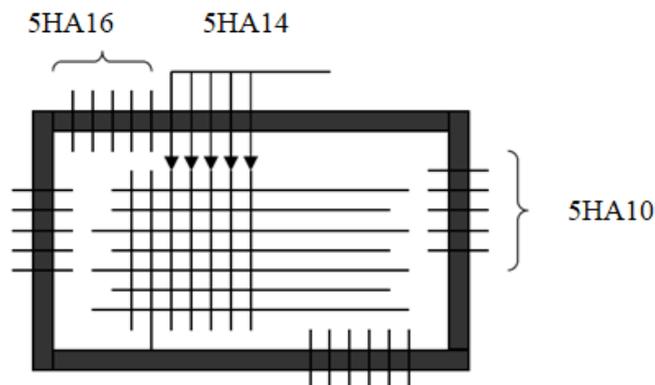


Figure 52 : Schéma de ferrailage de radier.

- **Ferrailage des nervures :**

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour la dalle du radier. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

Charge trapézoïdale :

$$p_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) * L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) * L_{xd} \right] \quad ; \quad p_v = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2}\right) * L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2}\right) * L_{xd} \right]$$

$$\rho_g = \frac{L_{xg}}{L_{xg}} \quad \text{et} \quad \rho_d = \frac{L_{xd}}{L_{xd}}$$

Charge triangulaire :

$$p'_M = p'_v = \frac{q * \sum L_x^2}{2 * \sum L_{xi}} \quad \rightarrow \quad \text{dans le cas de plusieurs charges triangulaires sur la même travée.}$$

$$p'_M = \frac{2}{3} * q * L_x \quad \text{et} \quad p'_v = \frac{1}{2} * q * L_x \quad \rightarrow \quad \text{Dans le cas d'une seule charge triangulaire par travée.}$$

Avec : p_M : Charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle.

p_v : Charge uniforme qui produise le même l'effort tranchant maximal que la charge réelle.

Sens XX :

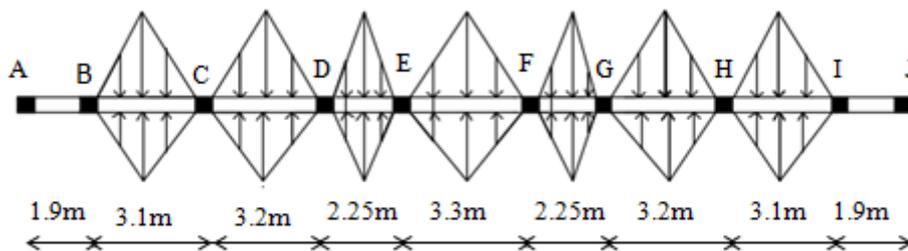


Figure 53 : Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens x-x)

Sens YY :

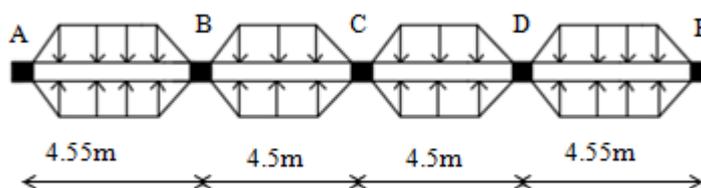


Figure 54 : Schéma des lignes de ruptures sur la nervure (sens y-y)

Calcul des sollicitations :

Chapitre 06

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot (exposé en chapitre 3).

Les résultats des calculs sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

Tableau 65 : Sollicitations dans la nervure à l'ELU selon les deux sens

Sens	travée	L(m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_{0s} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
XX	AB	1.9	0	0	0	0.95	0	0
	BC	3.1	274.86	0	-112.21	1.42	327.85	276.45
	CD	3.2	285.23	-112.21	-209.57	1.49	363.37	205.83
	DE	2.25	186.69	-209.57	-158.50	1.25	116.68	-64.52
	EF	3.3	295.60	-158.50	-172.97	1.64	402.37	236.68
	FG	2.25	186.69	-172.97	-172.97	1.13	118.14	-54.83
	GH	3.2	285.23	-172.97	-158.50	1.62	365.04	199.39
	HI	3.1	274.86	-158.50	0	1.74	325.21	255.67
	IJ	1.9	0	0	0	0.95	0	0
YY	AB	4.55	358.06	0	-872.08	1.74	875.34	541.84
	BC	4.5	356.18	-872.08	-726.75	2.34	900.13	103.62
	CD	4.5	356.18	-726.75	-543.07	2.36	899.42	268.99
	DE	4.55	358.06	-543.07	0	2.61	906.50	674.94

Tableau 66 : Sollicitations dans la nervure à l'ELS selon les deux sens

sens	Travée	L(m)	q_m (KN)	M_g (KN.m)	M_d (KN.m)	X_0 (m)	M_{0s} (KN.m)	M_{ts} (KN.m)
XX	AB	1.9	0	0	0	0.95	0	0
	BC	3.1	200.57	0	-82.17	1.42	239.24	201.60
	CD	3.2	208.14	-82.17	-152.92	1.49	265.16	150.05
	DE	2.25	136.24	-152.92	-115.67	1.25	85.15	-46.93
	EF	3.3	215.71	-115.67	-126.22	1.64	293.62	172.71
	FG	2.25	136.24	-126.22	-126.22	1.13	86.21	-40.01
	GH	3.2	208.14	-126.22	-115.67	1.62	266.38	145.50
	HI	3.1	200.57	-115.67	0	1.74	237.31	186.56
	IJ	1.9	0	0	0	0.95	0	0
YY	AB	4.55	261.28	0	-636.37	1.74	638.75	395.39
	BC	4.5	259.92	-636.37	-530.33	2.34	656.87	75.64
	CD	4.5	259.92	-530.33	-396.30	2.36	656.35	196.31
	DE	4.55	261.28	-396.30	0	2.61	661.48	492.51

Ferrailage des nervures :

Le ferrailage des nervures se fait à la flexion simple pour une section en T.

Détermination de la largeur b :

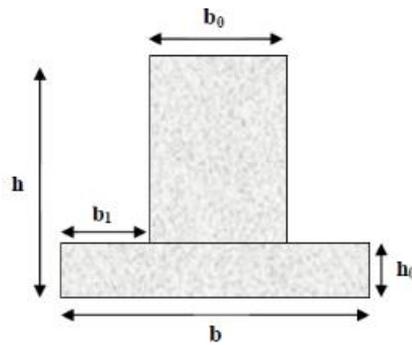


Figure 55 : Section à ferrailer

Sens X-X :

$h=0.95m ; h_r = 0.35m ; b_0 = 0.45m ; d=0.9m$

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y^{min}}{10}\right)$$

$$\frac{b-45}{2} \leq \min(142.5; 40.5) ; \text{ donc } b=126 \text{ cm.}$$

Sens-Y-Y :

On a : $\frac{b-45}{2} \leq \min(205; 14.5) ; \text{ donc } b=74\text{cm.}$

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le Otableau ci-dessous :

Tableau 67 : Ferrailage des nervures.

Localisation		M(KN .m)	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min}(cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$	barres
X-X	Travée	276.45	8.93	13.69	15.39	10HA14
	Appui	209.57	6.74	13.69	15.39	10HA14
Y-Y	Travée	674.94	22.55	8.04	23.39	5HA20+5HA14
	Appui	872.08	29.45	8.04	31.4	10HA20

Armatures transversales :

Le diamètre des armatures transversales est donné par la relation suivante :

$$\phi_t \leq \min\left(\phi_{tmin}; \frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(14; 20; 45) \text{ mm} \rightarrow \phi_t \leq 14 \text{ mm}$$

Soit : $\phi_t=10\text{mm}$ et $A_{trans} = 4\phi 10=3.14cm^2$ (2 cadres $\phi 10$)

On adopte un espacement entre les armatures transversales $S_t = 15 \text{ cm.}$

Vérifications nécessaires :

Vérification des efforts tranchants à l'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d}$$

F.N $\rightarrow \bar{\tau} \leq \min (0.1f_{c28} ; 4MPa) = 2.5MPa$

Selon (x) : $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{483.36*10^{-3}}{1.26*0.9} = 0.43MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa$ **Condition vérifiée.**

Selon (y) : $\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = \frac{833.34*10^{-3}}{0.74*0.9} = 1.25MPa < \bar{\tau} = 2.5MPa$ **Condition vérifiée.**

Vérification des contraintes :

Tableau 68 : Vérification des contraintes à l’ELS

Localisation		$M_s(KN.m)$	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}(MPa)$	Observation	$\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st}(MPa)$	observation
X-X	Travée	201.60	16.42	1435763.94	2.31<15	Vérifiée	154.97<201.6	Vérifiée
	Appui	152.92	16.42	1435763.94	1.75<15	Vérifiée	117.55<201.6	Vérifiée
Y-Y	Travée	492.51	19.78	2055021.68	4.74<15	Vérifiée	252.44>201.6	N.Vérifiée
	Appui	636.37	28.07	2351991.98	7.59<15	Vérifiée	251.34>201.6	N.Vérifiée

On remarque que la contrainte dans les aciers n’est pas vérifiée, donc on doit recalculer à l’ELS.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau 69 : Vérification des contraintes à l’ELS après l’augmentation de la section d’acier

Localisation		Barres	Y (cm)	I (cm ⁴)	$\sigma_{bc}(MPa)$	$\sigma_s(MPa)$
XX	Travée	10HA14=15.39	16.42	1435763.94	2.31	154.97
	Appui	10HA14=15.39	16.42	1435763.94	1.75	117.55
YY	travée	5HA25+5HA16=34.58	29.19	2531575.39	5.68	177.46
	appui	10HA25=49.06	33.51	3276528.58	6.51	164.57

Schémas de ferrailage:

Sens xx :

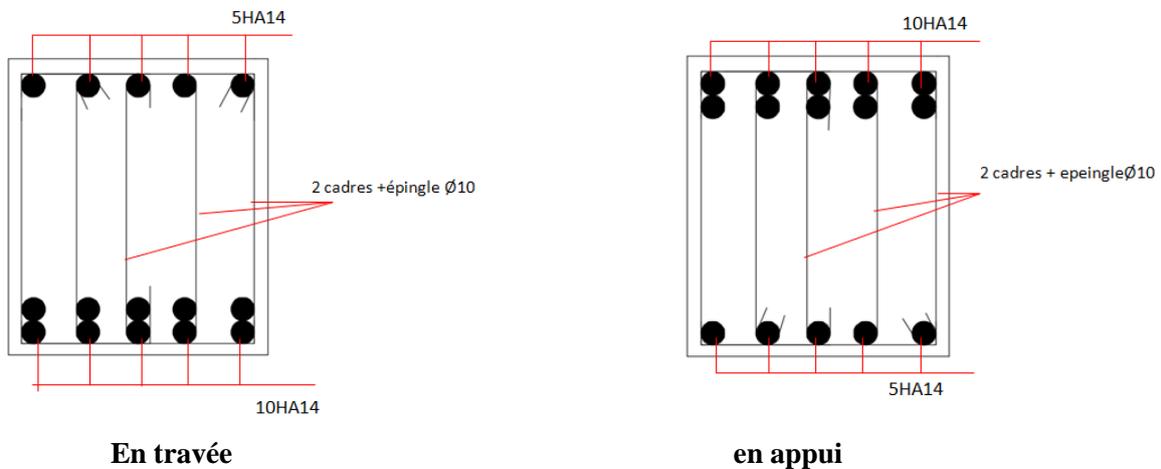
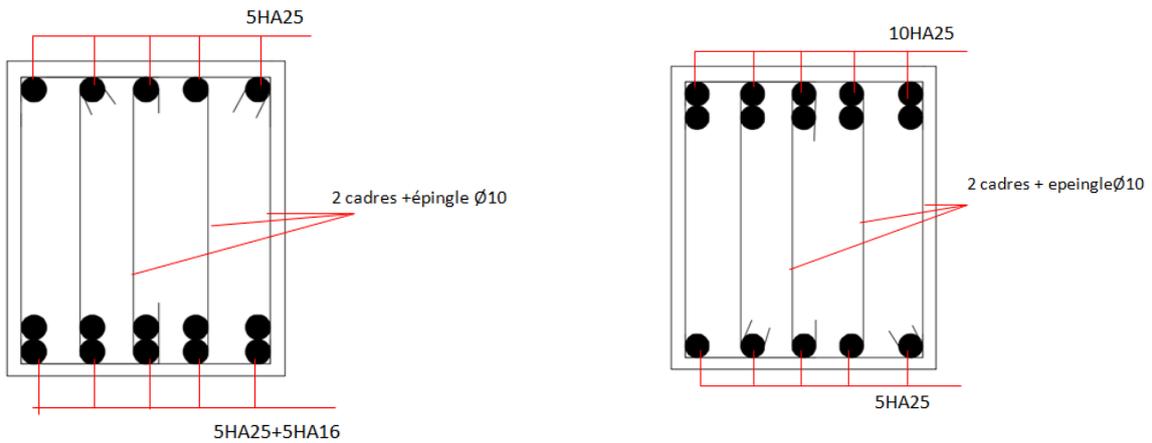


Figure 56 : Schéma de ferrailage des nervures dans le sens x-x

Sens YY :



En travée

en appui

Figure 57 : Schéma de ferrailage des nervures dans le sens y-y

Conclusion Générale

Conclusion générale

Ce projet nous a permis d'un côté d'assimiler les différentes techniques et logiciels de calcul ainsi que la réglementation régissant les principes de conception et de calcul des ouvrages dans le domaine du bâtiment.

On a utilisé le logiciel ETABS 2016 afin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

D'après l'étude qu'on a faite, il convient de souligner que pour la conception parasismique, il est très important que l'ingénieur civil et l'architecte travaillent en étroite collaboration dès le début du projet pour éviter toutes les conceptions insuffisantes et pour arriver à une sécurité parasismique réalisée sans surcoût important.

L'étude de l'infrastructure, elle est conçue en radier général du fait de la faible portance du sol support et l'importance de la structure et cela pour bien reprendre les charges transmises par la structure au sol.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

Bibliographie

Bibliographie :

- DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- Cours de béton armé :
3^{eme} Année (avec MR Tahakourt), Master1 (avec M^{me} Chikh ammer).
- Enceins mémoires de fin d'étude :

Kahina, A., & Chahrazed, M. (2012/2013). *Étude d'un bâtiment R+8+sous pente en béton armé à usage mixte*. Bejaia, Département genie civil université de bejaia.

Khiter, R., & Kasmi, A. (2018/2019). *Etude d'un bâtiment (R+8+3 sous-sols), Contreventé par un système mixte (Voiles-Portiques)*. Mostaganem, Département de génie civil et d'architecture- Mostaganem.

- Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolle, Troisième édition 2000.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.

Annexe

Annexe 1 : Dalles rectangulaires uniformément chargée articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$		$\alpha = \frac{L}{l_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.1121	0.2854	0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924	0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000	0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077	0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155	0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6647
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234	0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319	0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402	0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491	0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580	0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671	0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758	0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853	0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949	0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050	0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150	0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7933
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254	0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357	0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4462	0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565	0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672	0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781	0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892	0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004	0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117	0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235	0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351	0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469	0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584	0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704	1.00	0.0368	1.0000	0.0441	1.0000
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817					

Annexe 2 : valeurs de $M_1(M_2)$ pour $\rho=1$

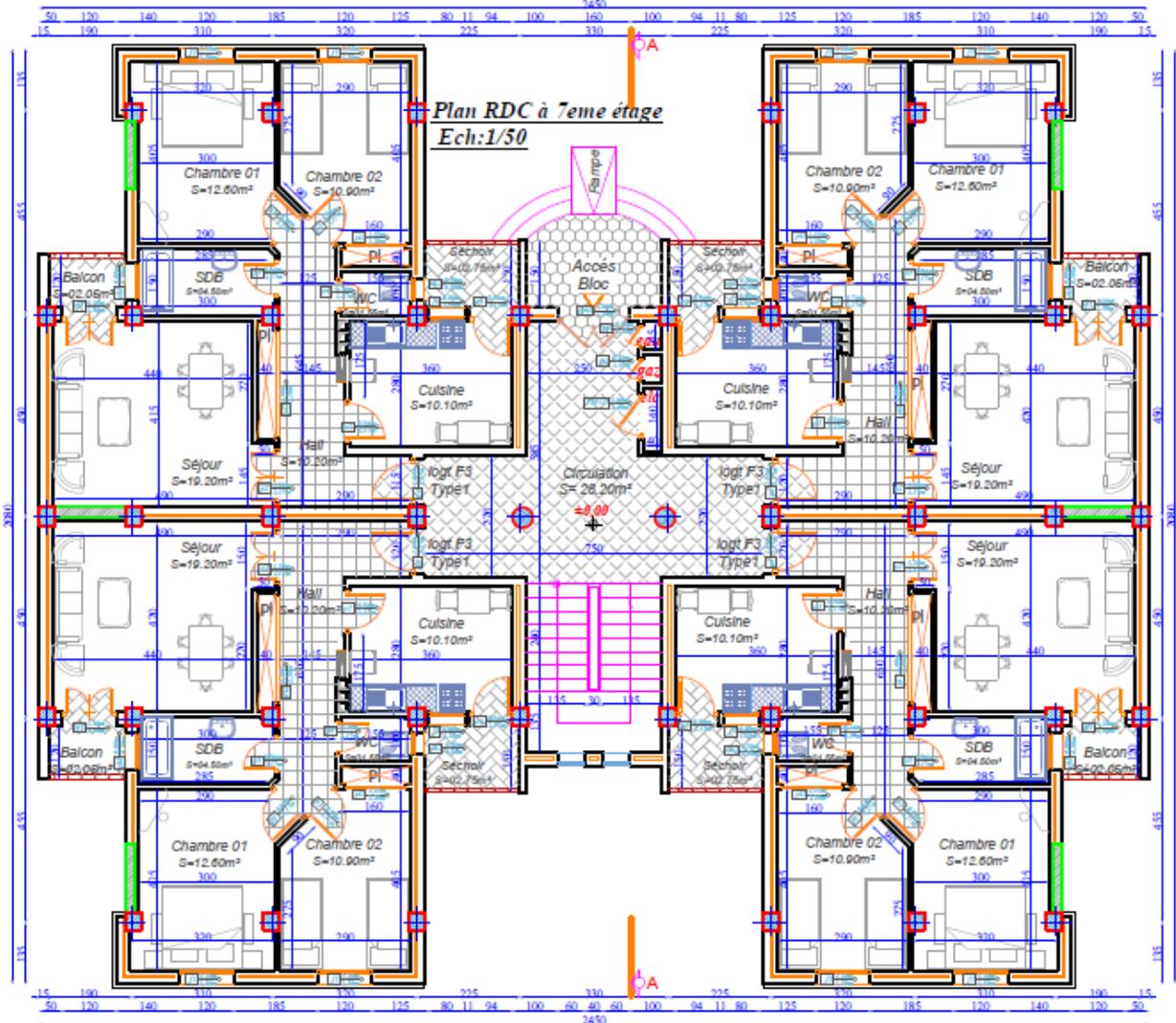
U/l_x	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
V/l_y											
0.0	/	0.224	0.169	0.14	0.119	0.105	0.093	0.083	0.074	0.067	0.059
0.1	0.3	0.21	0.167	0.138	0.118	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059
0.2	0.245	0.197	0.16	0.135	0.116	0.102	0.09	0.081	0.073	0.064	0.058
0.3	0.213	0.179	0.151	0.129	0.112	0.098	0.088	0.078	0.071	0.063	0.057
0.4	0.192	0.165	0.141	0.123	0.107	0.095	0.085	0.076	0.068	0.061	0.056
0.5	0.175	0.152	0.131	0.115	0.1	0.09	0.081	0.073	0.066	0.058	0.053
0.6	0.16	0.14	0.122	0.107	0.094	0.085	0.076	0.068	0.062	0.054	0.049
0.7	0.147	0.128	0.113	0.099	0.088	0.079	0.072	0.064	0.057	0.051	0.047
0.8	0.133	0.117	0.103	0.092	0.082	0.074	0.066	0.059	0.053	0.047	0.044
0.9	0.121	0.107	0.094	0.084	0.075	0.068	0.061	0.055	0.049	0.044	0.04
1.0	0.11	0.097	0.085	0.077	0.069	0.063	0.057	0.05	0.047	0.041	0.03

NOTA : Pour avoir les valeurs de M_2 ; il suffit de permuter U et V.

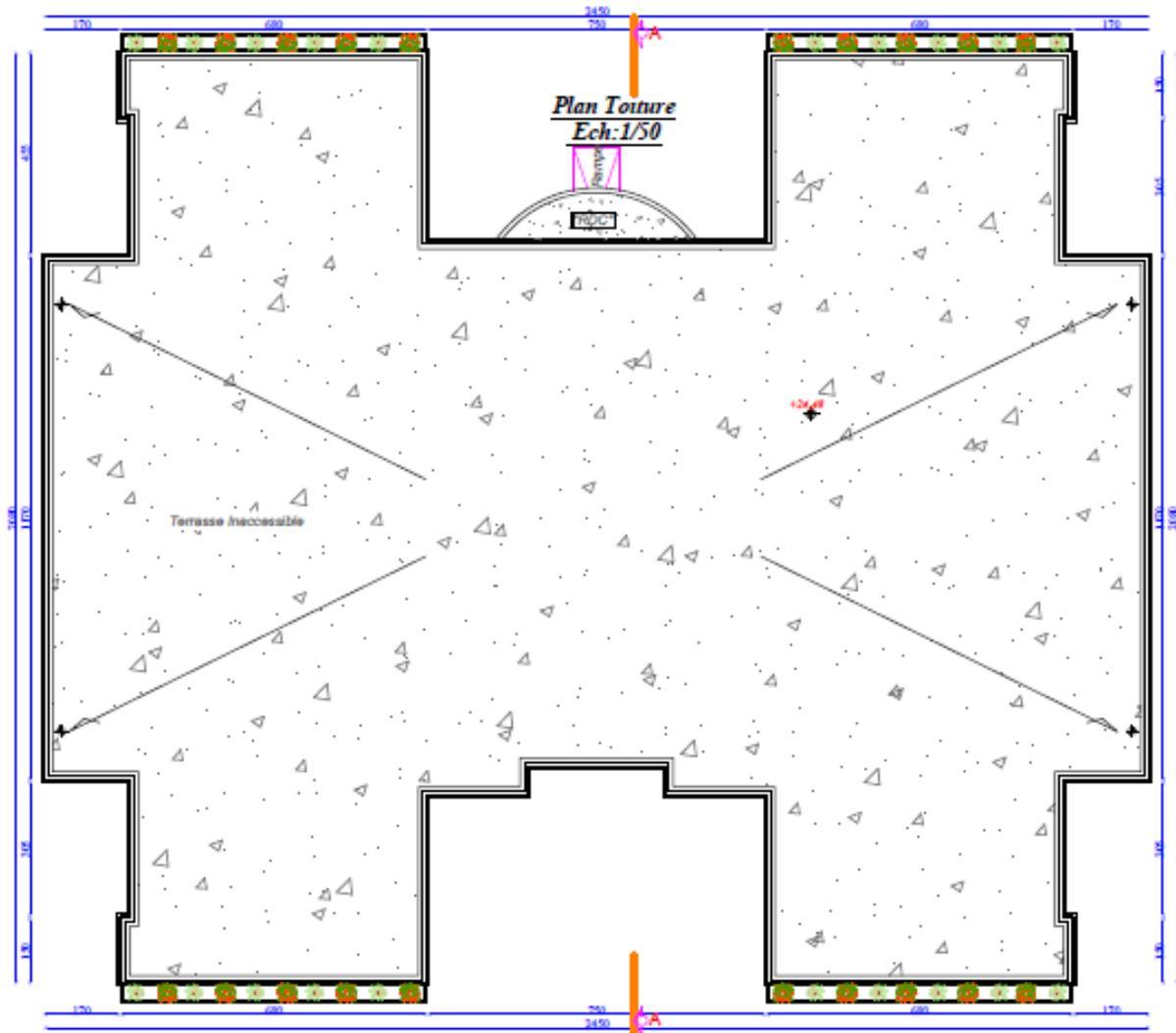
Annexe 3 : tableau des armatures (en cm^2)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Plan des étages



Plan toiture



Annexe 5 : façade principale



