



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
People's Democratic Republic of Algeria
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministry of Higher Education and Scientific Research
جامعة عبد الحميد بن باديس - مستغانم
University Abdelhamid Ibn Badis - Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculty of Sciences and Technology
قسم الهندسة المدنية
Civil engineering département



N° d'ordre : M/GCA/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDE DE M

Filière : génie civil. **MASTER ACADEMIQUE**

Spécialité : Structure.

Thème

***Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (RDC+9)
avec S-SOL***

Présenté par :

- Benkhadda Abderrahim
- Benhassaine Mejjed Eddine

Soutenu le 19/09/2021 devant le jury composé de :

Président : Belguesmia Khalil

Examineur: Zelmat Yacine

Encadrant : Sadek Bahar

Année Universitaire : 2020 / 2021

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

In the name of Allah, the Beneficent, the Merciful

Dédicaces

*Nous dédions ce modeste travail aux êtres les plus chers à nos cœurs
à: Mr.Sadek Bahar*

- *Nos parents qui ont toujours cru en nous et nous encouragé à persister et réussir.*
 - *Nos frères et sœurs qui nous ont beaucoup soutenus.*
 - *Nos cher(e)s ami(e)s.*
 - *Nos camarades de promotions.*
 - *Tous ceux qui ont souhaité la bonne chance.*

Abderrahim et Mejdéd Eddine.

Remerciement

On remercie dieu le tout puissant de nous avoir donné la santé et la volonté d'entamer et de terminer ce mémoire.

*Tout d'abord, ce travail ne serait pas aussi riche et n'aurait pas pu avoir le jour sans l'aide et l'encadrement de **Mr SADEK BAHAR**, on la remercie pour la qualité de son encadrement exceptionnel pour sa patience, sa rigueur et sa disponibilité durant notre préparation de ce mémoire.*

Ainsi j'exprime ma reconnaissance à tous les membres de jury d'avoir accepté de lire ce manuscrit et d'apporter les critiques nécessaires à la mise en forme de cet ouvrage.

Enfin, à tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin pour la réalisation de ce projet de fin d'étude.

SOMMAIRE

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : présentation de l'ouvrage.

I-1) introduction	01
I-2) Présentation du projet	01
I-3) Plans d'architecture	02
I-4) Système porteur.....	15
I-5) Déplacement verticale.....	15
I-6) choix des fondations.....	15
I-7) Voiles périphériques du sous-sol.....	15
I-8) Matériaux utilisés.....	15
I-9) combinaison d'actions.....	17
I-10) Dalles.....	18
I-11) conclusion.....	19

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments résistants.

II-1) Introduction.....	20
II-2) Pré dimensionnement des poutres.....	20
II-3) Pré dimensionnement des planchers.....	21
II-4) Descente des charges.....	23
II-5) Pré dimensionnement des poteaux.....	29
II-6) Pré dimensionnement des voiles.....	36
II-7) Conclusion.....	38

Chapitre III : étude des planchers.

III -1) Introduction.....	39
III -2) Plancher à corps creux.....	39
III -3) Plancher en dalle pleine.....	66
III -4) Conclusion.....	72

Chapitre IV : étude des éléments secondaires .

IV-1) Introduction.....	73
IV-2) Etude du balcon.....	73
IV-3) Etude de l'acrotère.....	80
IV-4) Etude des escaliers.....	88
IV-5) Etude de l'ascenseur.....	100
IV-6) Conclusion.....	107

Chapitre V : étude sismique.

V-1) Introduction.....	108
V-1.1) Méthodes de calcul.....	108
V-2) Choix de la méthode de calcul	109
V-3) Méthode statique équivalente	109
V-4) Méthode dynamique modale spectrale	113
V-5) Vérifications réglementaires selon le R .P.A.....	115

V-7) Conclusion.....	124
----------------------	-----

Chapitre VI : étude des portiques.

VI-1) Introduction.....	125
VI-2) Etude des poteaux.....	126
VI-3) Etude des poutres.....	132
VI-4) Etude des voiles.....	144
VI-5) Conclusion.....	151

Chapitre VII : étude de l'infrastructure.

VII-1) Introduction.....	152
VII-2) Etude du mur voile périphérique.....	152
VII-3-1) Etude de radier.....	156
VII-4) Conclusion.....	168

Conclusion général

Liste Des Figures

Chapitre I :

Figure I-1 Plan de masse 300 LGTS AADL	02
Figure I-2 Plan du S/SOL T3+T4.....	03
Figure I-3 Plan RDC Tour T3 et T4.....	04
Figure I-4 Plan 1/3/5/7 ème étage.....	05
Figure I-5 Plan 2 ème étage.....	06
Figure I-6 Plan 4/6 ème étage.....	07
Figure I-7 Plan 8/9 ème étage.....	08
Figure I-8 Plan de terrasse.....	09
Figure I-9 Coupe sur cage d'escalier.....	10
Figure I-10 Façade principale.....	11
Figure I-11 Façade arrière.....	12
Figure I-12 Façade latérale gauche.....	13
Figure I-13 Façade latérale droite.....	14

Chapitre II :

Figure II.1 : les dimensions de la poutre principale.....	20
Figure II.2 : les dimensions de la poutre secondaire.....	21
Figure II.3 : Dalle à corps creux.....	22
Figure II.4 : schéma des poutrelles.....	22
Figure II.5 : les dimensions adoptées pour les poutrelles.....	23
Figure II.6 : coupe du plancher Terrasse semi-accessible.....	24
Figure II.7 : coupe du plancher étage courant (corps creux).....	26
Figure II.8 : coupe du plancher étage courant (dalle pleine).....	27
Figure II.9 : Schéma d'un mur double parois.....	28
Figure II.10 : Schéma d'un mur séparation.....	28
Figure II.11 : hauteur libre de l'étage.....	30
Figure II.12 : schéma de dégression.....	31
Figure II.13 : Plan de repérage des poteaux.....	32
Figure II.14 : Surface afférente d'un poteau central.....	33
Figure II.15 : coupe verticale du voile en élévation.....	37

Chapitre III :

Figure III.1 : schéma du corps creux	39
Figure III.2 : différents types des poutrelles.....	39
Figure III.3 : La dimension d'une section en T.....	41
Figure III.4 : Poutrelle type 1.....	41
Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant et effort tranchants	43
Figure III.6 : Poutrelle type 2.....	44
Figure III.7 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants.....	45
Figure III.8 : Poutrelle type 3.....	46
Figure III.9 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants.....	49
Figure III.10 : Poutrelle type 4.....	49
Figure III.11 : section en travée.....	53
Figure III.12 : disposition des armatures dans la poutrelle type 1.....	61
Figure III.13 : Ferrailage des poutrelles.....	65
Figure III.14 : schéma statique dalle pleine type 1.....	66
Figure III.15 : Schéma de ferrailage du balcon de type 1.....	70

Chapitre IV :

Figure (IV-1) : schéma statique dalle pleine type 2.....	73
Figure (IV-2) : schéma statique dalle pleine type 3.....	73
Figure (IV-3) : schéma statique dalle pleine type 4.....	73
Figure (IV-4) : Schéma de ferrailage du balcon de type 2	77
Figure (IV-5) : Schéma de l'acrotère.	80
Figure (IV-6) : Schéma de ferrailage d'acrotère	86
Figure (IV-7) : Schéma d'un escalier	88
Figure (IV-8) schéma statiques d'escalier	90
Figure (IV-9) : Schéma statique escalier type (3)	91
Figure (IV-10) : diagramme des moments	94
Figure (IV-11) : ferrailage de l'escalier type 3	99
Figure (IV-12) : Vue en plan de la dalle d'ascenseur.....	100
Figure (IV-13) : ferrailage de la dalle de machine	106

Chapitre V :

Figure (V-1) : Spectre de réponse(RPA).....	114
Figure (V-2) : Structure vue (3D ROBOT).....	115
Figure (V-3) : Translation horizontal suivant le repère x-x (mode 1).....	118
Figure (V-4) : Translation horizontal suivant le repère y-y (mode 2).....	119
Figure (V-5) : Translation horizontal suivant le repère z-z (mode 3).....	120
Figure (V.7) : disposition des voiles.....	121

Chapitre VI :

Figure (VI-1) : coffrage des poteaux.....	125
Figure (VI-2) : Zone nodale.....	129
Figure (VI-3) : Ferrailage des poteaux.....	132
Figure VI .4: Ferrailage de poutre principale 30x45 (1 ère étage : axe B /2-3).....	138
Figure (VI-5) Schéma de ferrailage pour un type voile.....	

Chapitre VII :

Figure (VII-1) : schéma statique d'un voile périphérique.....	153
Figure (VII-2) : Dimension du radier.....	159
Figure (VII-3) : :Section transversale des nervures dans les deux sens.	160
Figure (VII-4) : Encrage de la structure.....	162
Figure (VII-5) : Distribution des charges sur la poutre principale.....	165

Liste Des Tableaux

Chapitre I :

Tableau I.1 : Les propriétés du béton utilisé.....	16
Tableau I.2 : Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers	17

Chapitre II :

Tableau II.1 : charge à la terrasse due aux plancher à corps creux.....	24
Tableau II.2 : Charge due à la dalle pleine du plancher terrasse.....	25
Tableau II.3 : Charge due aux plancher à corps creux d'étage courant.....	26
Tableau II.4 : Charge due à la dalle pleine d'étage courant.....	27
Tableau II.5 : Charge due aux murs extérieurs.....	28
Tableau II.6: Charge due aux murs intérieurs.....	28
Tableau II.7: Charges de terrasse.....	33
Tableau II.8:Charges d'étage courant.....	34
Tableau II.9 : Pré-dimensionnement des poteaux centraux.....	35
Tableau II.10 : Pré-dimensionnement final des poteaux par étage.....	35
Tableau II.11. Vérification au flambement.....	36

Chapitre III :

Tableau III1 : Répartition de différents types de poutrelles dans la construction.	40
Tableau III.2 : Chargement des poutrelles	40
Tbleau III.3 : récapitulatif des sollicitations a E.L.U (type 1)	43
Tableau III.4 : récapitulatif des sollicitations a E.L.S (type 1)	43
Tableau III.5 : récapitulatif des sollicitations a E.L.U (type 2)	45
Tableau III.6 : récapitulatif des sollicitations a E.L.S (type 2)	46
Tableau III.7 : récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type 3)	47
Tableau III.8 : récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type 3)	48
Tableau III.9 : récapitulatif des sollicitations à E.L.U(type 4)	50
Tableau III.10 : récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type 4)	51
Tableau III.11 : ferrailages de poutrelle (type 1) en travées et en appuis	57
Tableau III.12 : ferrailages de poutrelle (type 2) en travées et en appuis	61
Tableau III.13 : ferrailages de poutrelle (type 3) en travées et en appuis	62
Tableau III.14 : ferrailages de poutrelle (type 4) en travées et en appuis	62
Tableau III.15 : récapitulatif du ferrailage des poutrelles en travées et en appuis	63
Tableau III.16 : Sollicitations et contre poids du dalles pleines.	71
Tableau III.17 : Ferrailage du dalles pleines	71

Chapitre IV :

Tableau IV.1: Sollicitations et contre poids des dalles pleines.....	78
Tableau IV.2 : Ferrailage des dalles pleine.....	79
Tableau IV.3 : Charges de volée.....	89
Tableau IV.4 : Charges de palier.....	89
Tableau IV.5 combinaison des charges.....	91
Tableau IV.6 : ferrailage des escaliers	98
Tableau IV.7 Sollicitations sur la dalle de la machine.....	101
Tableau IV.8 Ferrailage final de la dalle de machine.....	106

Chapitre V :

Tableau V.1 : Coefficient d'accélération de zone(A).....	110
Tableau V.2 : pourcentage d'amortissement critique (ξ).....	110
Tableau V.3 : Périodes caractéristiques (T1, T2).....	110
Tableau V.4 : Coefficient CT.....	111
Tableau V.5 : Coefficient de comportement global(R).....	112
Tableau V.6 : Valeurs des pénalités (Pq).....	112
Tableau V.7 : Coefficient de pondération β	113
Tableau V.8 : Réactions à la base (robot 2009).....	116
Tableau V.9 : Participation de la masse modale effective.....	116
Tableau V.10 : Vérification des déplacements inter étage	117
Tableau V.11. Vérification de l'effort normal réduit despoteaux	122
Tableau V.12 : Vérification à l'effet P- Δ sens x	123
Tableau V.13 : Vérification à l'effet P- Δ sens Y	123

Chapitre VI :

Tableau VI.1 : Sollicitations des poteaux selon le logiciel «robot».....	127
Tableau VI.2 : Ferrailage des poteaux.....	128
Tableau VI.3 : Vérification de l'effort tranchant dans les poteaux.....	129
Tableau VI.4 : Vérification de l'effort tranchant dans les poteaux.....	129
Tableau VI.5 : Section d'armatures.....	130
Tableau VI.6 : Ferrailage de A_t Zone nodale.....	130
Tableau VI.7 : Ferrailage de A_t Zone courante.....	131
Tableau VI.8 : Ferrailage des poutres.....	139

Chapitre VII :

Tableau VII.1 : Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.....	153
Tableau VII.2 : Evaluation des sections d'armatures longitudinales du voile périphérique.....	156
Tableau VII.3 : les différentes sollicitations sur le radier.....	160
Tableau VII.4 : Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.....	163
Tableau VII.5 : Tableau de ferrailage du radier.....	164
Tableau VII.6 : valeurs des sollicitations et de ferrailage poutres principales.....	166
Tableau VII.7 : valeurs des sollicitations et de ferrailage poutres secondaires.....	167

*INTRODUCTION
GENERALE*

Introduction :

Construire a toujours été l'un des premiers soucis de l'homme, et l'une de ses occupations privilégiées. De nos jours également, la construction connaît un grand essor dans la plus part des pays, et très nombreux sont les professionnels qui se livrent à l'activité de bâtir dans le domaine du bâtiment ou des travaux publics.

Cependant, si le métier de construire peut être considéré comme le plus ancien exercé par l'homme, il faut reconnaître qu'il leur a fallu au cours des dernières décades, s'adapter pour tenir compte de l'évolution des goûts et des moeurs, mais surtout aux nouvelles techniques de constructions qui permettent une fiabilité maximum de la structure vis-à-vis des aléas naturels tel que les séismes.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière à ce :

- Qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût.
- Elle ne doit pas être endommager par des événements, tels que :
Explosion, choc ou conséquences d'erreurs humaines.
- Elle doit résister à toutes les actions et autres influences susceptibles de s'exercer aussi bien pendant l'exécution que durant son exploitation et qu'elle ait une durabilité convenable au regard des coûts d'entretien.

Pour satisfaire aux exigences énoncées ci-dessus, on doit choisir convenablement les matériaux, définir une conception, un dimensionnement et des détails constructifs appropriés. Spécifier les procédures de contrôles adaptées au projet considéré, au stade de la production, de la construction et de l'exploitation. Pour ce faire il faut impérativement se munir des règlements propres à chaque pays (RPA99/version 2003 pour le cas de l'Algérie).

CHAPITRE I

Présentation du projet

I-1-Introduction :

L'étude vise l'immeuble d'angle (T4) composé d'un Rez de chaussée et de neuf étages avec un sous-sol .situer à la wilaya de Sidi Belabbas. Cette région est classée en zone sismique I .

Le système porteur est de type poteaux-poutre contreventé par des voiles.

L'étude porte sur le dimensionnement et ferrailage des différents éléments de la structure, en respectant les différents règlements à savoir RPA 99 /2003, BAEL.

I-2-description du projet :

Le projet est composé de :

- Sous sol prévu pour parking pouvant accueillir jusqu'à 38 voitures
- Rez de chaussée à usage multiple intégrant des commerces de type vente d'électroménager et de meubles et des services type F3, de galerie non couverte et des passages couverts. Le bâtiment est muni d'une sortie de secours située à l'est du projet .
- Les étages courants sont composé de quatre appartements de types F4 d'une surface chacun de 96,5m².chaque appartement possède une logia et un séchoir qui différent d'un étage à un autre.
- D'une terrasse semi-accessible garder par un acrotère de 60 cm et réaliser avec une pente de 5% permettant l'évacuation des eaux pluviale. l'étanchéité est assurée par multicouche.
 - La circulation verticale est assurée par des escaliers et u n ascenseur (figureI-9)
 - les hauteurs des étages courants, commerces et sous sol sont :

Hauteur d'étage courantH=3.06m.

Hauteur de rez- de chausséH=4.08m.

Hauteur du sous-solH=3m.

I-3-Plans d'architecture :

I-3-1 Plan de masse :



Figure I-1 Plan de masse 300 LGTS AADL

I-3-2 Sous sol :

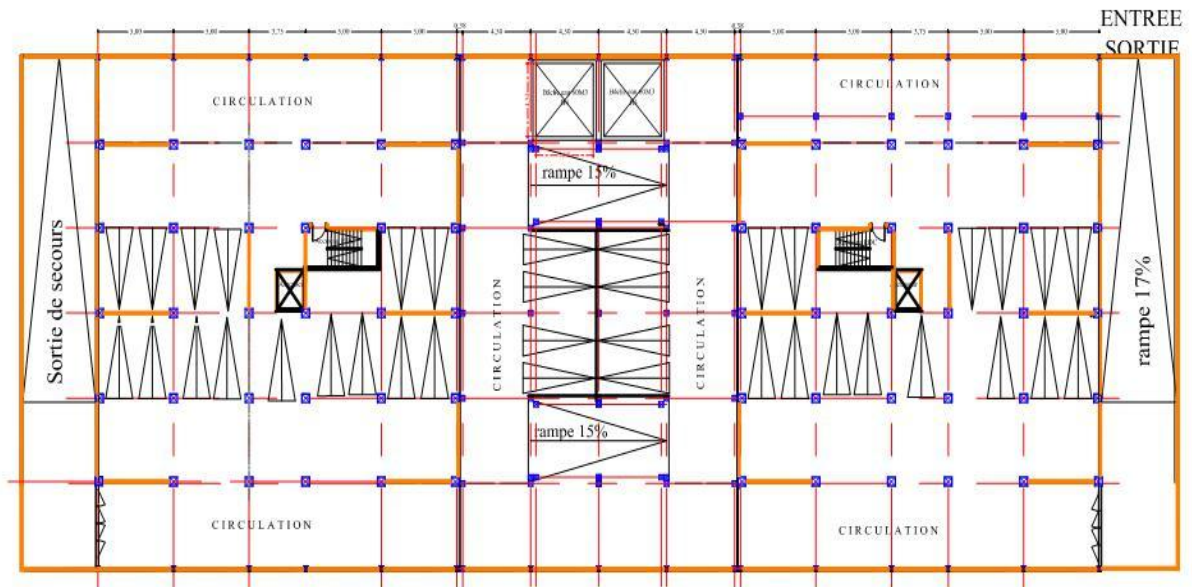


Figure I-2 Plan du S/SOL T3+T4

I-3-3 Plans d'étages :

Les figures ci-dessus montrent les plans d'étage courant de 1 à 9 et celui de la terrasse:

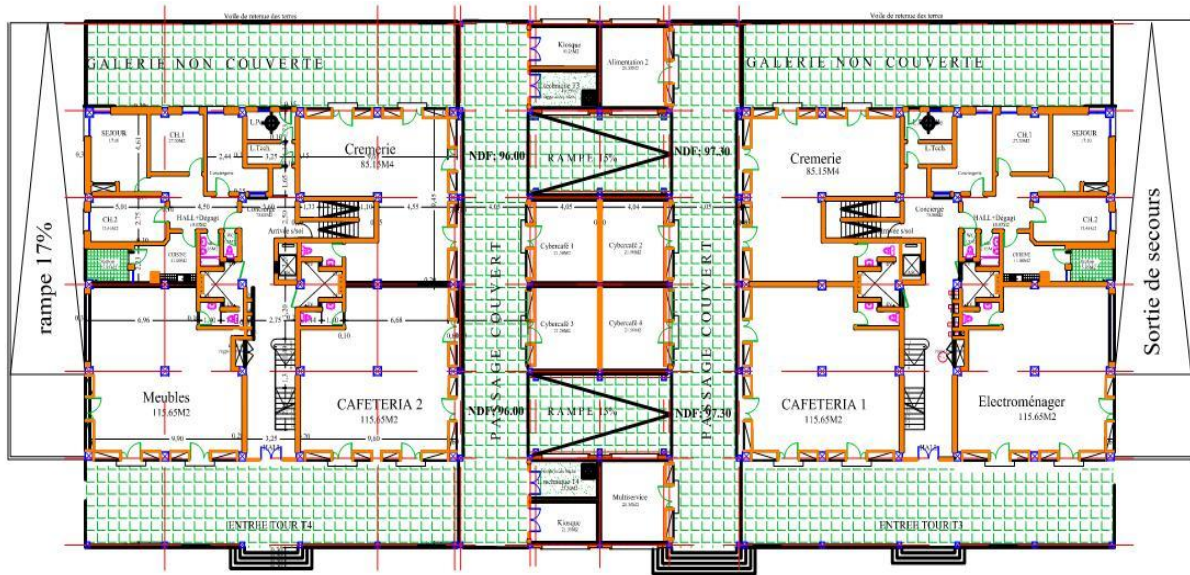


Figure I-3 Plan RDC Tour T3 et T4

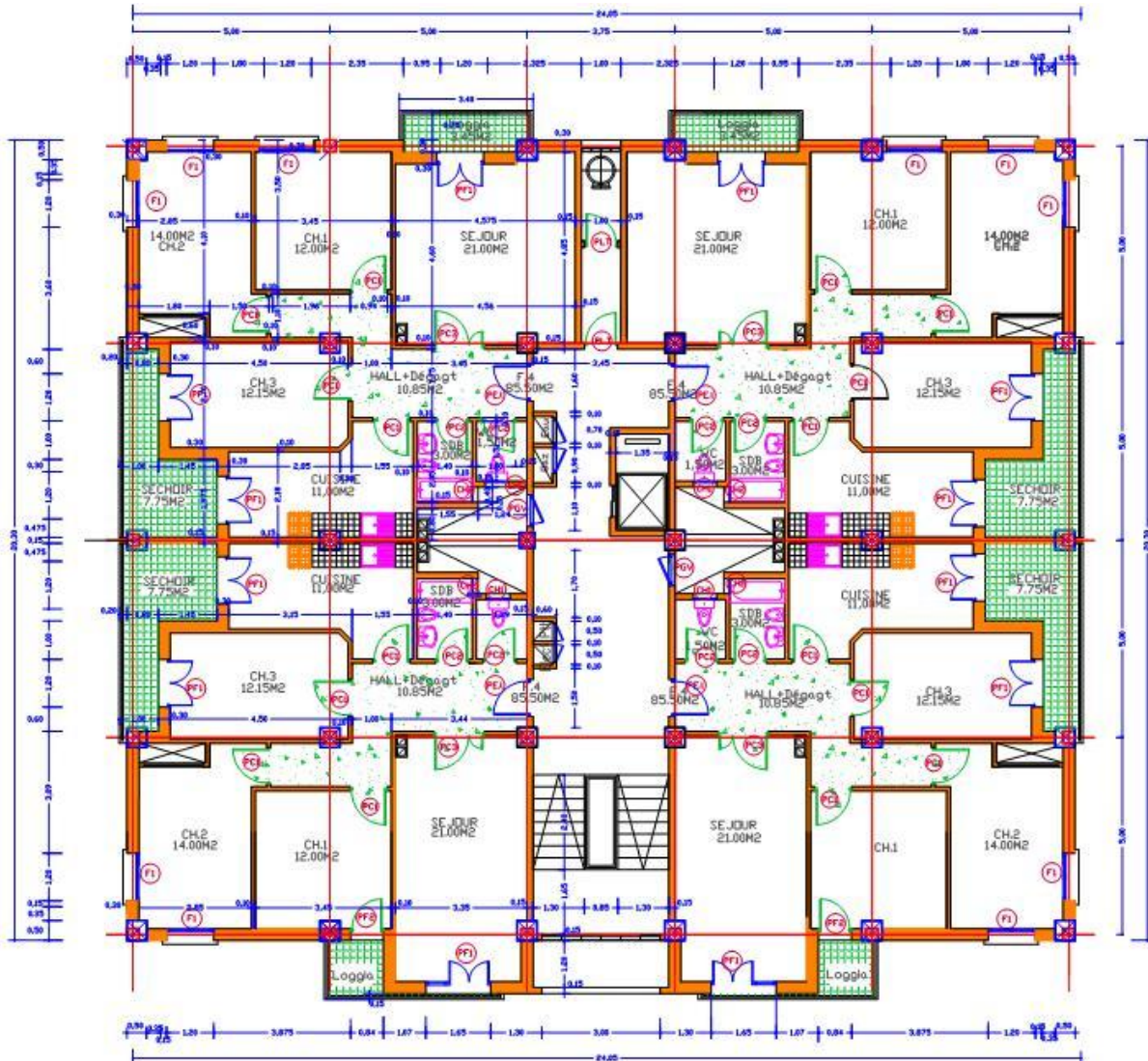


Figure I-4 Plan 1/3/5/7 ème étage

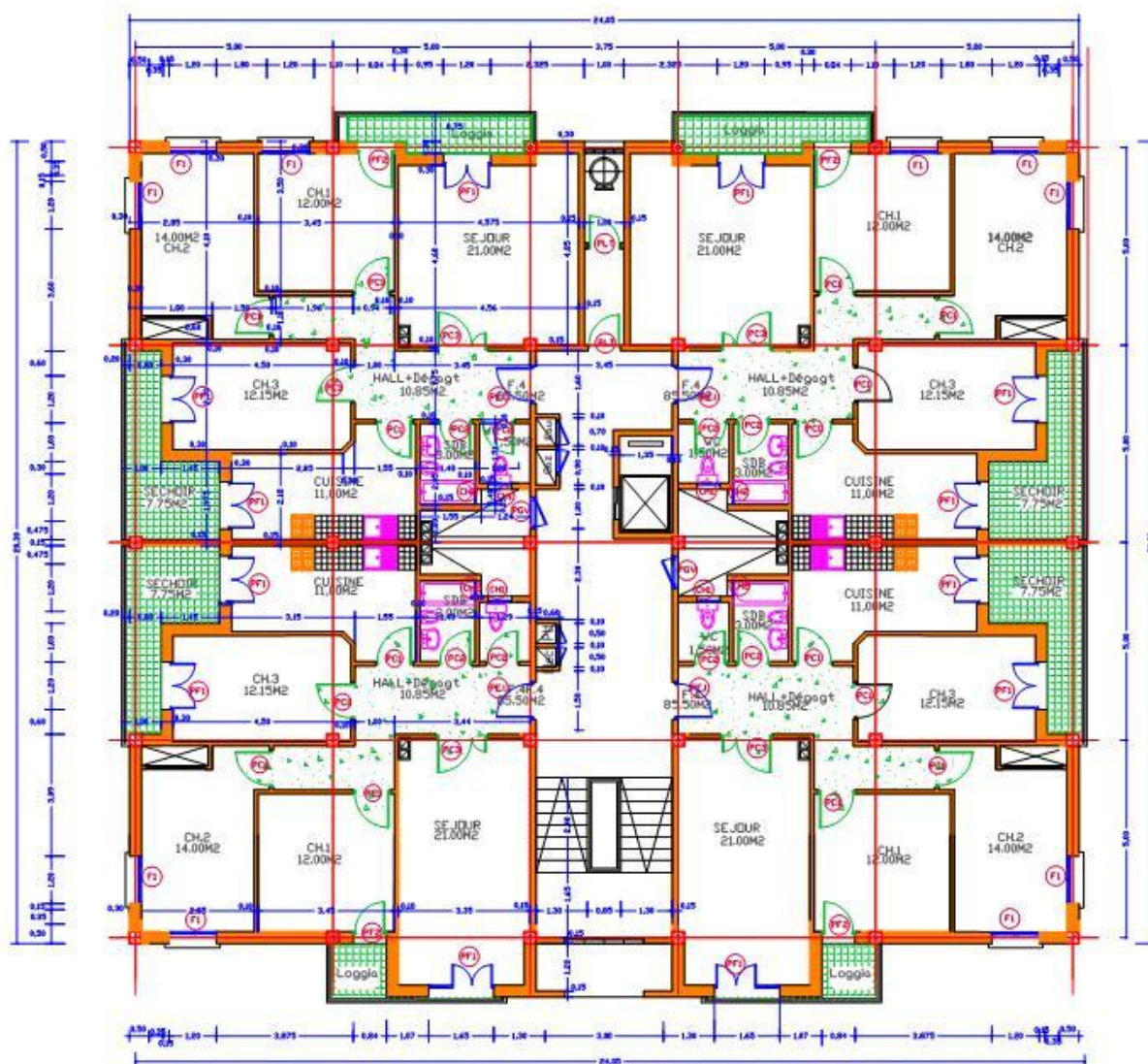


Figure I-5 Plan 2 ème étage

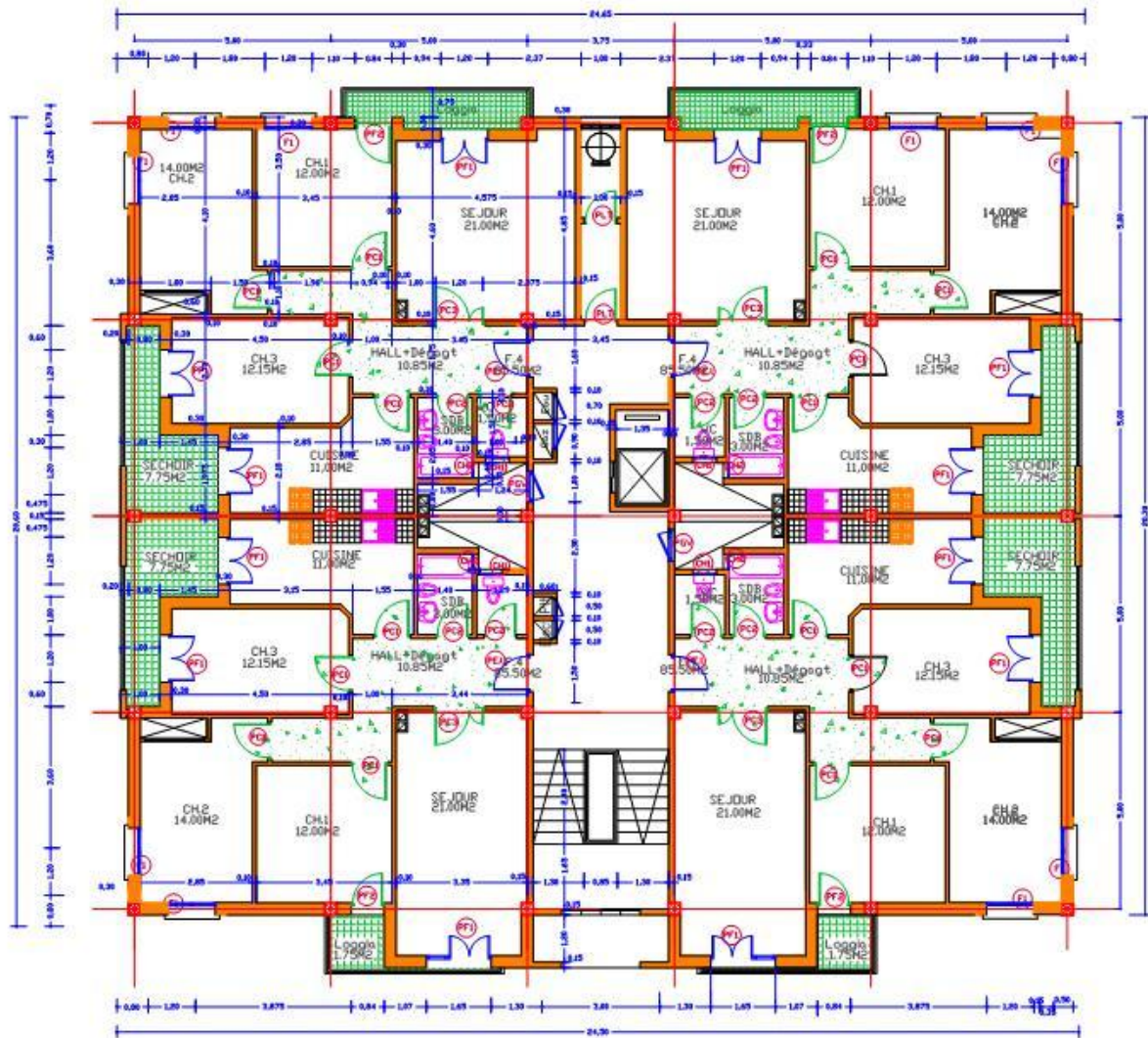


Figure I-6 Plan 4/6 ème étage

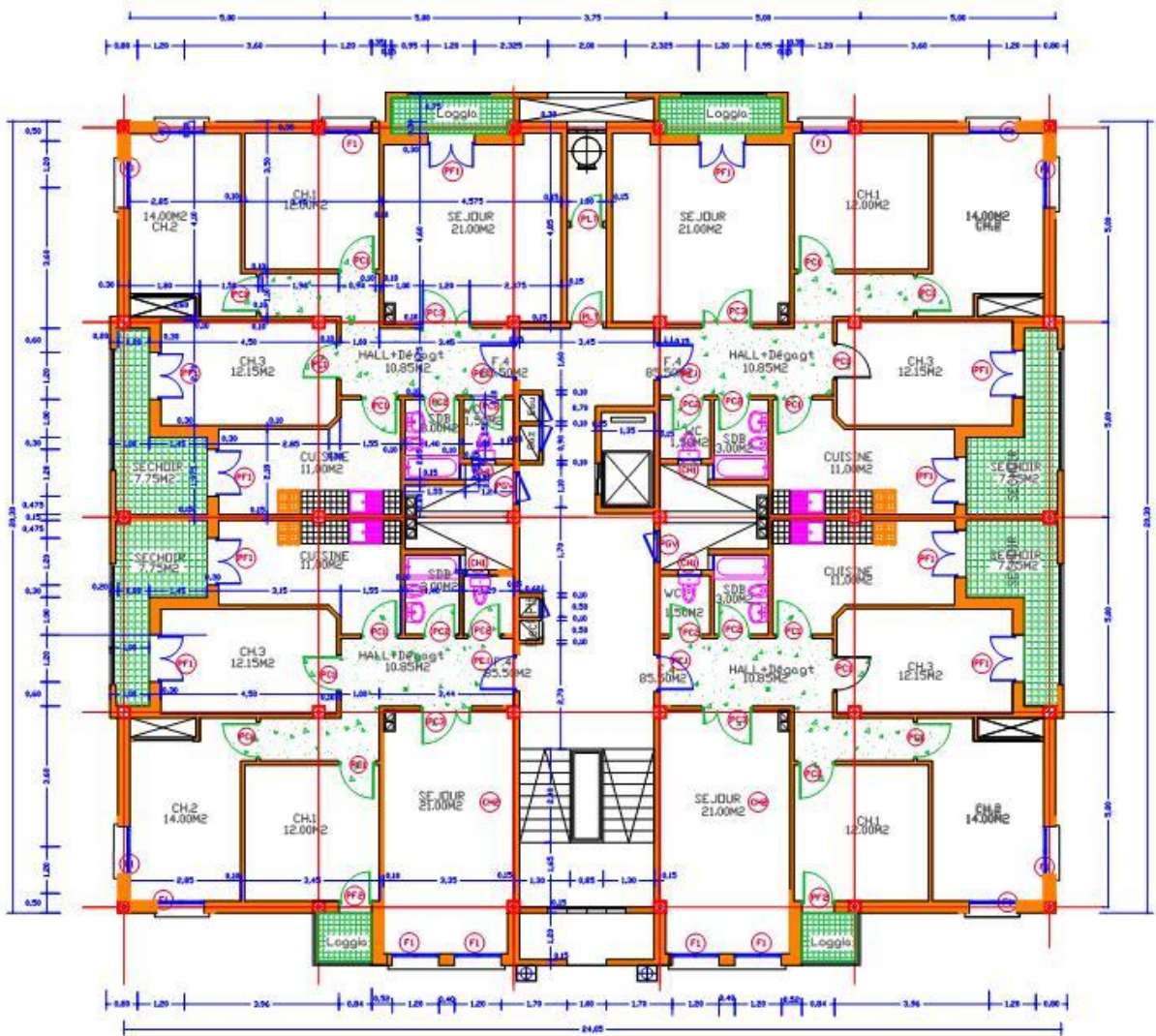


Figure I-7 Plan 8/9 ème étage

I-3-5 Coupe :

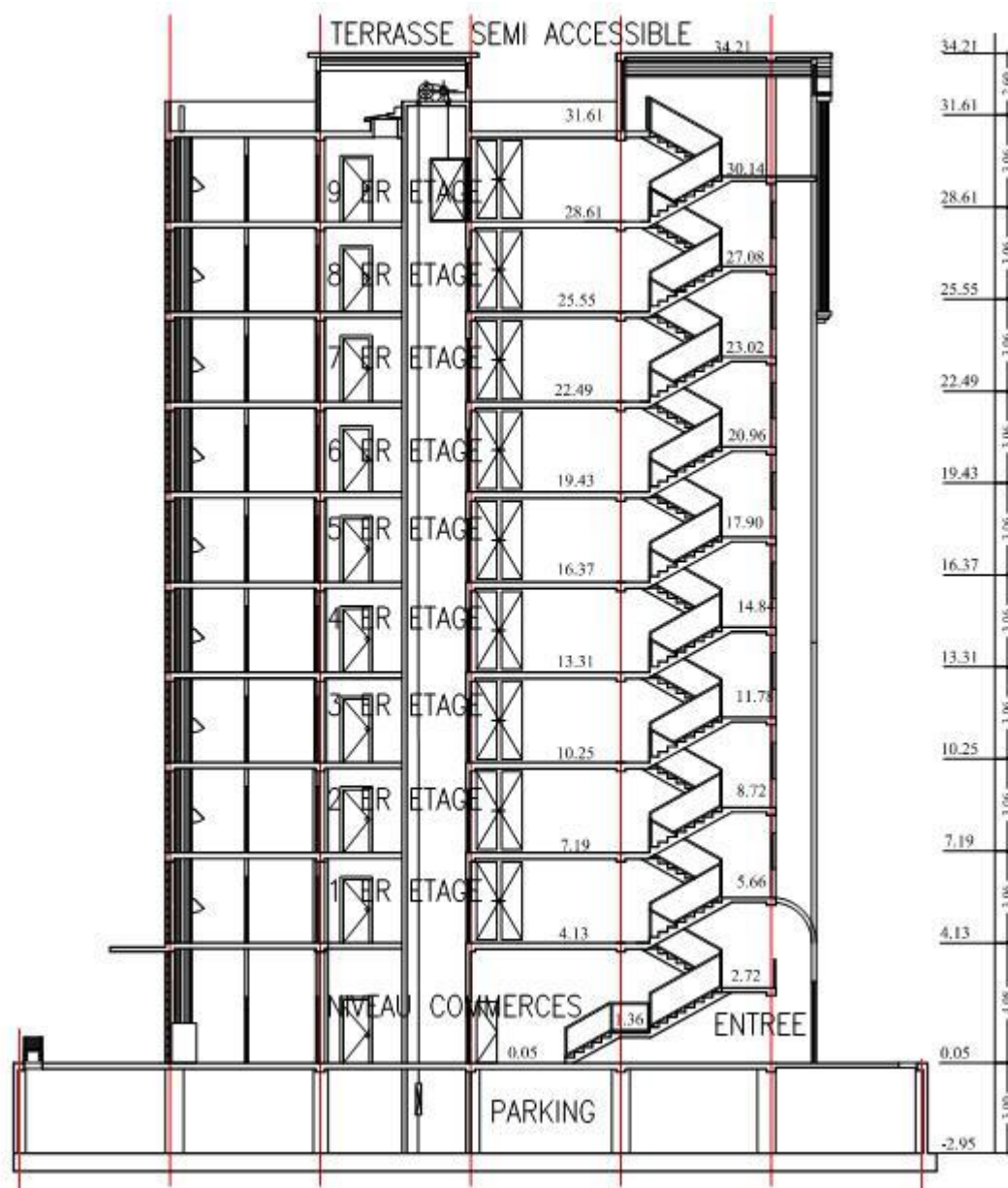


Figure I-9 Coupe sur cage d'escalier

I-3-6 Façades :



Figure I-10 Façade principale.



Figure I-11 Façade arrière



Figure I-12 Façade latérale gauche



Figure I-13 Façade latérale droite

Les figures I.10 jusqu' à I.13 illustrent les différentes façades du projet.

I-4-Système porteur :

Le système porteur choisie dans ce projet est de type portique auto-stable poteau/poutre, chaîné par des poutres secondaires appelées chainages. La portée maximale des poutres est 5m.

Le sens porteur correspond à la longueur du projet.

A ce système, on ajoute un système de contreventement par voile dont la distribution et le nombre dépend de la période propre du projet après étude sismique et modélisation dynamique .

I-5-Déplacement verticale :

Selon le RPA 99.v2003, l'utilisation de l'ascenseur est obligatoire L'ascenseur choisis peut accueillir 8 personnes .soit un poids de 630 kg

I-6-choix des fondations :

Le choix du type de fondation se fait en fonction de la nature du sol et sa résistance décrite dans un rapport géotechnique détaillé.

Dans cette étude, et par manque de données géotechnique, on va opter pour un radier général et les propriétés seront supposées.

I-7-Voiles périphériques du sous-sol :

Au sous-sol, on prévoit la réalisation de voiles périphériques en Béton armé soutenant les terre situées en arrière.

I-8-Matériaux utilisés :**1. béton :**

Dans ce projet, on utilise béton de résistance destiné à la réalisation des poteaux-poutres, voiles et fondations dosé à 350Kg la composition indicatifs pour 1m^3 est la suivante :

- 350 kg de ciment CM1/ II A 42.5.
- 400kg de sable $C_g < 5\text{mm}$.
- 800kg de gravillons 3/18 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

Pour le béton de propreté et de la dalle de compression on peut utiliser un béton dosé à 250 kg/m^3 dont la composition est la suivante :

- Ciment CPA 325...250 Kg / m^3
- Sable...400 L / m^3
- Gravillon...800 L / m^3

- Eau de gâchage...175 L / m³

Les propriétés du béton utilisé sont regroupées dans le tableau I-1 :

Propriétés	Symbole	Intensité
Résistance a la compression à 28 j		25 Mpa
Résistance a la traction à 28j		2.1Mpa
Contrainte limite de service		15 Mpa
Coef de poisson	θ	0 → ELU 0.2 → ELS

Tableau I-1 : Les propriétés du béton utilisé

2. Acier :

Les armatures sont utilisées pour reprendre les efforts de traction vu que le béton seul ne suffit pas.

Les barres utilisées sont de types :

- Barres HA : FeE 40, Fe400 Mpa
- Ronds lisses : FeE24, Fe235Mpa

Le tableau I2 regroupe les principales propriétés

Type	Nuance	f_c [MPa]
Ronds lisses	F_cE22	220
	F_cE24	240
Barres HA Type 1 et 2	F_cE40	400
	F_cE50	500
Fils tréfiles HA Type3	F_cTE40	400
	F_cTE50	500
Fils tréfiles lisses Type4	TL50 $\Phi > 6\text{mm}$	500
	TL52 $\Phi \leq 6\text{mm}$	520

Tableau I-2 : Valeurs de la limite d'élasticité des différents types d'aciers

I-9-combinaison d'actions :**Etat limite ultime (ELU) : $1,35G+1,5Q$**

Selon RPA99/2003

Avec: $\left\{ \begin{array}{l} G : \text{charge permanente.} \\ Q : \text{charge d'exploitation.} \\ E : \text{effort de séisme.} \end{array} \right.$

Poteaux \longrightarrow **$G+P+EX / ELU$**
Poutres \longrightarrow **ELU**
Voiles \longrightarrow **$G+P+EY / ELU$**
Fondations \longrightarrow **ELU**

Etat limite de service (ELS) : G+Q.

I-10-Dalles :

On distingue deux types :

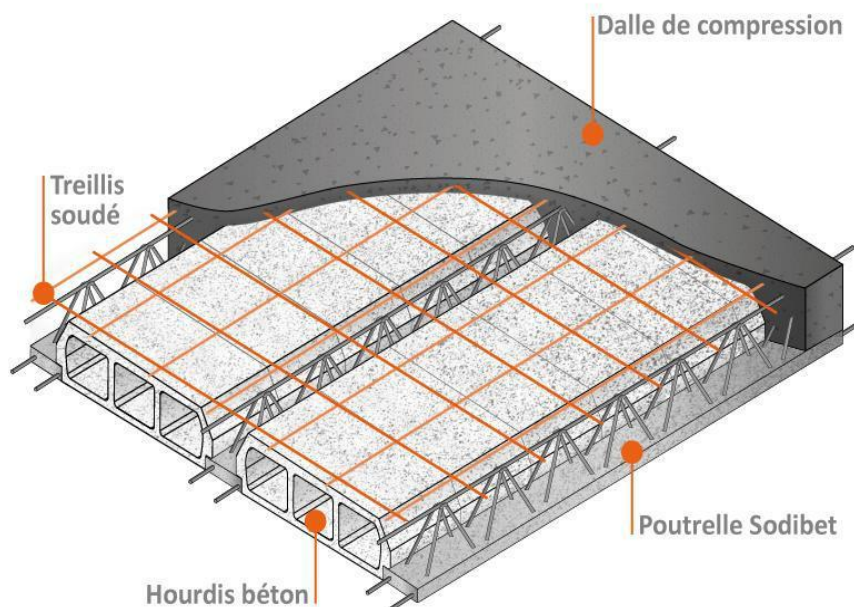
- 1- Corps creux.
- 2- Dalle pleine.

Dalle corps creux

Ce type de dalle est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de 60cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé.

Ce type de planchers est généralement utilisé pour les raisons suivantes :

- Facilité de réalisation ;
- Lorsque les portées de l'ouvrage ne sont pas importantes ;
- Diminution du poids de la structure et par conséquent la résultante de la force Sismique.
- Une économie du coût de coffrage (coffrage perdu constitué par le corps creux).



Dalle pleine :

Pour certaines zones, j'ai opté pour des dalles pleines à cause de leurs formes irrégulières et ceci dans le but de minimiser le temps et le coût nécessaire pour la réalisation des poutrelles spéciales à ces zones.

CHAPITRE II

Prédimensionnement et Descente des charges

III.1.Introduction:

Les planchers ont un rôle important dans la structure, car ils supportent les charges verticales afin de les transmettre aux éléments porteurs.

Dans notre structure, on a deux type de plancher : (figure III-1)

- Plancher à corps creux,
- Dalle pleine.

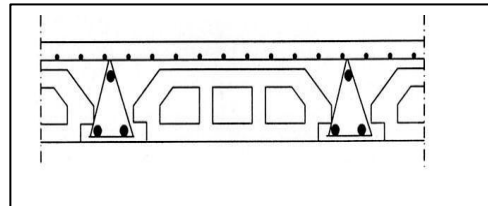


Figure III-1 ; schéma du corps creux

III.2.Planchers corps creux:

III.2.1.Types de poutrelles :

Les différents types de poutrelles étudiés dans ce projet sont :

Type	
1	
2	
3	
4	

Figure III.2 : différents types des poutrelles

La répartition des différents types de poutrelles au niveau de la construction est exprimée dans le tableau III.1 :

Type	1	2	3	4
terrasse accessible			×	×
étage courant			×	×
commerce (Haut sous-sol)	×		×	×
local		×		

Tableau III.1 : Répartition de différents types de poutrelles dans la construction.

III.2.2.Chargement :

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b (m)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q)×b	ELS (KN/ml) (G+Q) ×b
Terrasse accessible (haut 9 ème)	6,82	1,5	0,6	6,87	4,99
Etage courant (haut 8 ème à haut RDC)	5,7	1,5	0,6	5,97	4,32
Commerce (haut sous sol)	5,7	3,5	0,6	7,77	5,52

Tableau III.2 : Chargement des poutrelles

III.2.3.Etude des sollicitations:

Pour l'étude des poutrelles, il faudra déterminer les moments fléchissant et les efforts tranchants, pour cela il existe trois méthodes en calcul manuel :

- Méthode forfaitaire,
- Méthode de Caquot,
- Méthode des trois moments.

Le calcul numérique se fait par utilisation de logiciel **ROBOT**

Les poutrelles sont de section T de dimensions suivantes : (Chapitre II)

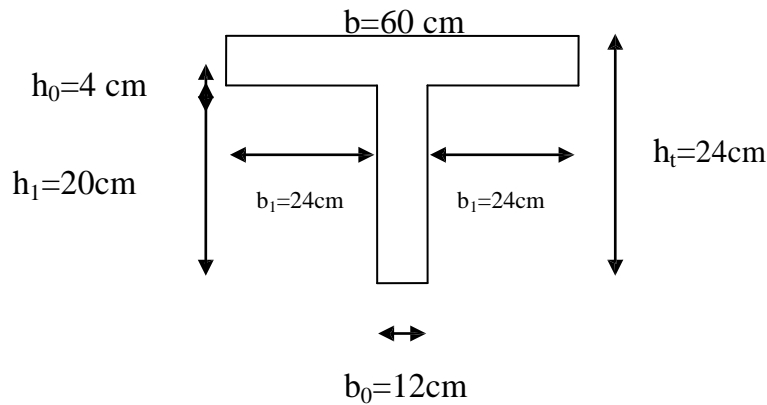


Figure III.3 : Les dimensions d'une section en T

A. Etude manuel :

Pour déterminer les efforts internes « Moment fléchissant, Effort tranchant », on va utiliser la méthode forfaitaire dont on doit satisfaire certaines conditions :

- La charge d'exploitation : $Q \leq \max[2.G, 5 \text{ KN/m}^2]$
- Les moments d'inerties des sections transversales sont identiques dans les différentes travées en continuité. I constant.
- le rapport des travées successives vérifie la condition : $0,8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1,2$
- La fissuration est considérée comme peu préjudiciable.

A.1. Poutrelle de type 1 :

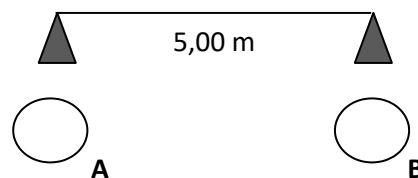


Figure III.4 : poutrelle type 1

Poutrelle type 1 (commerce « haut sous sol ») soumise à des charges:

$$G=5.7 \text{ KN/m}^2 \quad Q=3.5 \text{ KN/m}^2$$

❖ **charge supportée par la poutrelle à l'E LU :**

$$P_u = (1.35G+1.5Q) \times b = (1.35 \times 5.7 + 1.5 \times 3.5) \times 0.6 = 7.77 \text{ KN/ml}$$

❖ **Sollicitations pour une poutrelle isostatique :**

✓ Le moment isostatique : $M_{iso u} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{7.77 \times 5^2}{8} = 24.28 \text{ KN.m}$

✓ Le moment en appui : $M_{au} = -0.20 \times M_{iso u} = 0.20 \times 24.28 = 4.86 \text{ KN.m}$

✓ Le moment en travée : $M_{t u} = M_{iso u} = 24.28 \text{ KN.m}$

✓ Effort tranchant : $\pm V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 7.77 \times \frac{5}{2} = 19.42 \text{ KN}$

❖ **Charge supportée par la poutrelle à l'E LS :**

$$P_{ser} = (G+Q) \times b = (5.7+3.5) \times 0.6 = 5.52 \text{ KN/ml}$$

❖ **Sollicitations pour une poutrelle isostatique :**

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutrelle, les grandeurs calculées sont proportionnelles à cette charge ; pour obtenir les valeurs

E.L.S il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à E.L.U par le coefficient $\frac{P_{ser}}{P_u}$

- le rapport : $\frac{P_{ser}}{P_u} = C = \frac{5.52}{7.77} = 0.71$ pour un étage courant

- Le moment isostatique : $M_{iso ser} = C \times M_{iso u} = 0.71 \times 24.28 = 17.23 \text{ KN.m}$

- Le moment en appui : $M_{a ser} = C \times M_{a u} = 0.71 \times (-4.86) = -3.4 \text{ KN.m}$

- Le moment en travée : $M_{t u} = M_{iso ser} = 17.23 \text{ KN.m}$

- effort tranchant : $\pm V_{ser} = C \times V_u = 0.71 \times 19.42 = 13.78 \text{ kN}$

	pu	Moment isostatique $M_{iso} = \frac{pu \times l^2}{8}$ KN .m	Moment sur appui de rive $M_{au} = -0,15 \times M_{iso}$ KN .m	Moment en travée $M_{tu} = M_{iso}$ KN. m	Effort tranchant $Vu = \frac{pu \times l}{2}$ KN
Commerce (Haut sous sol)	7,77	24,28	-4,86	24,28	Vu=19,42 Vu=-9,42

Tbleau III.3 : récapitulatif des sollicitations a E.L.U (type 1)

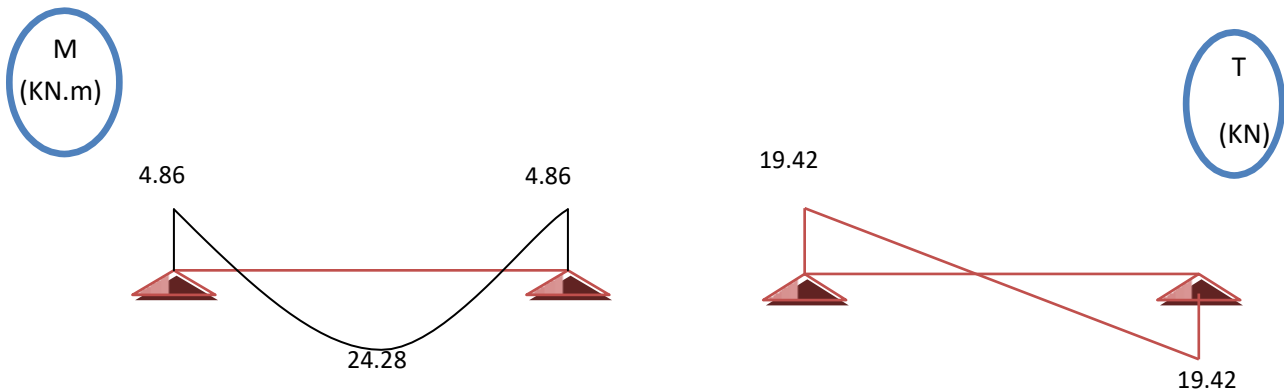
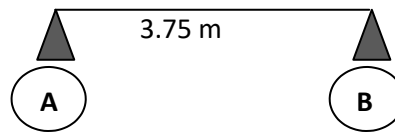


Figure III.5 : Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants

$c = \frac{pser}{pu}$	Moment isostatique $M_{0ser} = C \times M_{0u}$ KN .m	Moment sur appui de rive $M_{aser} = c \times M_{au}$ KN .m	Moment en travée $M_{Tser} = M_{0ser}$ KN. m	Effort tranchant $V_{ser} = c \times Vu$ KN
0.71	17.23	-3.4	17.23	Vu=13.78 Vu=-13.78

Tableau III.4 : récapitulatif des sollicitations a E.L.S (type 1)

A.2. Poutrelle de type 2 :**Figure III.6 :** poutrelle type 2

- ❖ traitons comme exemple de calcul la Poutrelle type 2 « local » (terrasse) soumise aux charges :

$$G=6.82 \text{ KN/m}^2 \quad Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

Charge supportée par la poutrelle à l'ELU :

$$P_u=(1.35G+1.5Q)\times b=(1.35\times 6.82+1.5\times 1.5)\times 0.6=6.87\text{KN/ml}$$

Sollicitations pour une poutrelle isostatique :

- ✓ Le moment isostatique : $M_{iso\ u} = \frac{P_u \times l^2}{8} = \frac{6.87 \times 3.75^2}{8} = 12.07 \text{ KN.m}$
- ✓ Le moment en appui : $M_{au} = -0.20 \times M_{iso\ u} = -0.20 \times 12.07 = -2.41 \text{ KN.m}$
- ✓ Le moment en travée : $M_{t\ u} = M_{iso\ u} = 12.07 \text{ KN.m}$
- ✓ En fort tranchant : $\pm V_u = \frac{P_u \times l}{2} = 6.87 \times \frac{3.75}{2} = 12.88 \text{ KN}$

Charge supportée par la poutrelle à l'E.L.S :

$$P_{ser}=(G+Q)\times b=(6.82+1.5)\times 0.6=4.99\text{KN/ml}$$

Les sollicitations pour une poutrelle isostatique :

Lorsque la charge est la même sur toutes les travées de la poutrelle, les Grandeurs calculée sont proportionnelles à cette charge ; pour obtenir les valeurs E.L.S il suffit donc de multiplier les résultats de calcul à E.L.U par le coefficient $\frac{P_{ser}}{P_u}$

- le rapport $\frac{P_{ser}}{P_u} = c = \frac{4.99}{6.87} = 0.72$ pour un étage courant

- Le moment isostatique : $M_{iso\ ser}=c \times M_{iso} = 0.72 \times 12.07 = 8.69 \text{KN.m}$
- Le moment en appui : $M_{a\ ser}=c \times M_{au} = 0.72 \times (2.41) = -1.73 \text{KN.m}$
- Le moment en travée : $M_{tu} = M_{iso\ ser} = 8.69 \text{KN.m}$
- Effort tranchant : $\pm V_{ser} = c \times V_u = 0.72 \times 12.88 = 9.27 \text{kN}$

	pu	Moment isostatique $M_{iso} = \frac{pu \times l^2}{8}$ KN .m	Moment sur appui de rive $M_{au} = -0,15 \times M_{iso}$ KN .m	Moment en travée $M_{tu} = M_{iso}$ KN. m	Effort tranchant $V_u = \frac{pu \times l}{2}$ KN
local	6 ,87	12,07	-2,41	12,07	Vu=12,88 Vu=-12,88

Tableau III.5 : récapitulatif des sollicitations a E.L.U (type 2)

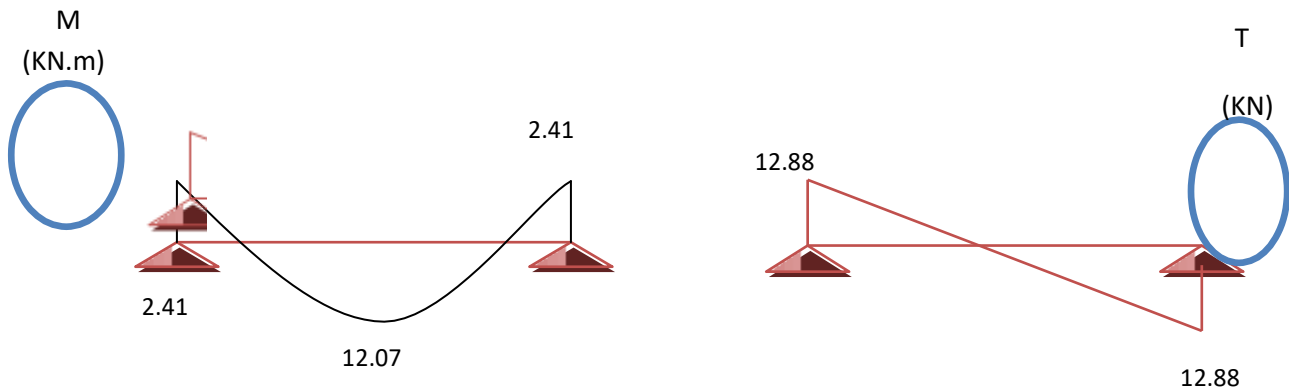


Figure III.7: Diagramme des moments fléchissant et efforts tranchants

	$c = \frac{p_{ser}}{p_u}$	Moment isostatique M_{0ser} $= C \times M_{0u}$ KN .m	Moment sur appui de rive $M_{a ser}$ $= c \times M_{au}$ KN .m	Moment en travée $M_{Tser} = M_{0ser}$ KN. m	Effort tranchant V_{ser} $= c \times V_u$ KN
local	0.72	8,69	-1,73	8,69	$V_u=9,27$ $V_u=-9,27$

Tableau III.6 : récapitulatif des sollicitations a E.L.S (type 2)**A.3. Poutrelle de type 3 :****Figure III.8** : Poutrelle type 3

Ce type de poutrelle se trouve dans tous les étages (habitation, commerce, terrasse)

Sollicitation Plancher	Pu KN ml	Moments fléchissant [KN.m]					Effort tranchant [KN]			
		Moment en appuis			Moment en travée		Travée AB		Travée BC	
		M _A	M _B	M _C	M _{AB}	M _{BC}	V _A	V _B	V _B	V _C
Terrasse (haut 9 ^{ème} étage)	6.87	-4.294	-12.882	-4.294	14.032	14.032	15.38	-18.90	18.90	-15.38
Etage courant (du haut RDC au haut 8 ^{ème} étage)	5.97	-3.732	-11.20	-3.732	12.31	12.31	13.43	-16.41	16.41	-13.43
Commerce (haut sous sol)	7.77	-4.86	-14.57	-4.86	17.34	17.34	17.49	-21.36	21.36	-17.49

Tableau III.7 : récapitulatif des sollicitations à E.L.U (type 3)

Sollicitation Plancher	C	Moments fléchissant [KN.m]					Effort tranchant [KN]			
		Moment en appuis			Moment en travée		Travée AB		Travée BC	
		M _A	M _B	M _C	M _{AB}	M _{BC}	V _A	V _B	V _B	V _C
Terrasse (haut 9^{eme} étage)	0.72	-3.09	-9.27	-3.09	10.10	10.10	11.07	-13.60	13.60	-11.07
Etage courant (du haut RDC au haut 8^{eme} étage)	0.72	-2.68	-8.06	-2.68	8.86	8.86	9.67	-11.81	11.81	-9.67
Commerce (haut sous sol)	0.71	-3.45	-10.35	-3.45	12.31	12.31	12.41	-15.16	15.16	-12.41

Tableau III.8 : récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type 3)

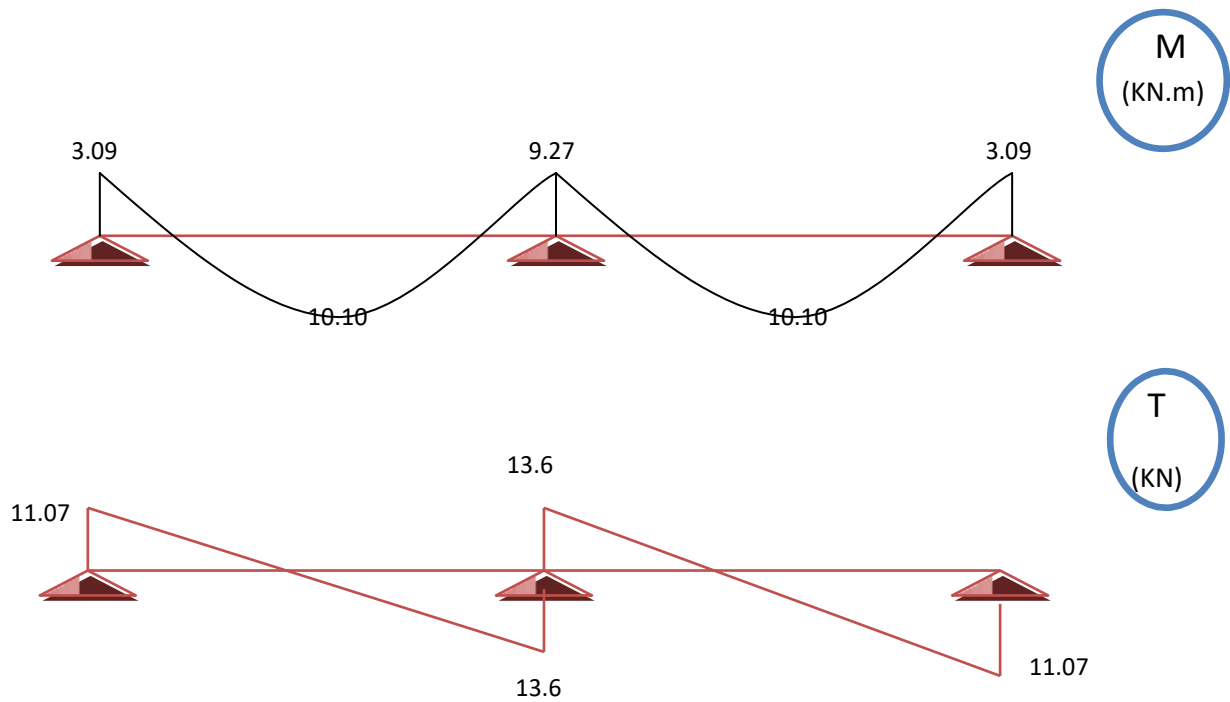


Figure III.9 : Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants

(Terrasse type 3)

A.4. Poutrelle de type 4 :(étage courant)

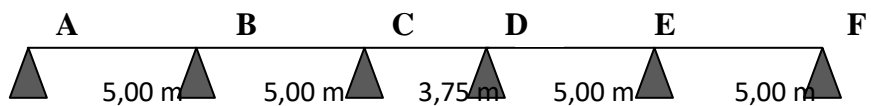


Figure III.10 : poutrelle (type 4)

$G = 5,7 \text{ KN/m}^2$

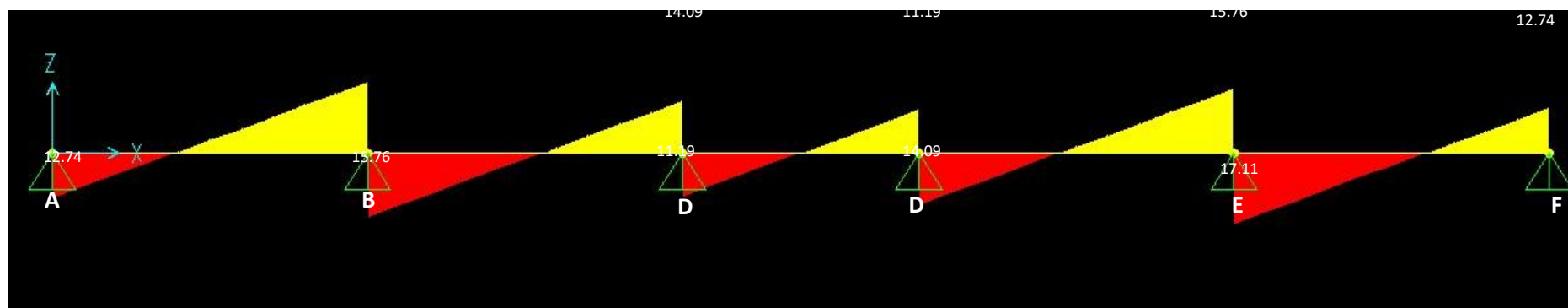
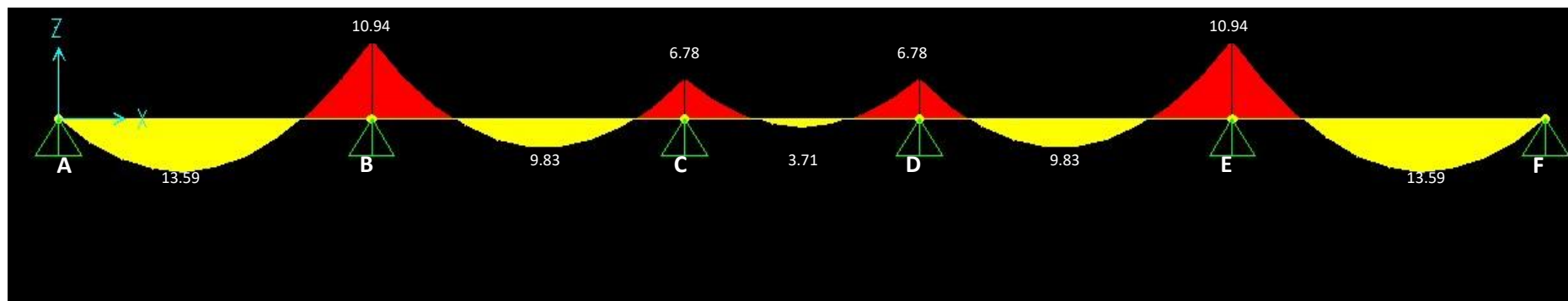
$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$

Sollicitation Plancher	P_u KN/ml	Moments fléchissant [KN.m]											Effort tranchant [KN]									
		Moment en appuis						Moment en travée					Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF	
		M_A	M_B	M_C	M_D	M_E	M_F	M_{AB}	M_{BC}	M_{CD}	M_{DE}	M_{EF}	V_A	V_B	V_B	V_C	V_C	V_D	V_D	V_E	V_E	V_F
Terrasse accessible	6.87	0	-12.43	-7.69	-7.69	-12.43	0	17.61	13.40	5.47	13.40	17.61	-16.24	21.21	-19.67	17.78	-14.04	14.04	-17.78	19.67	-21.21	16.24
Etage courant	5.97	0	-10.94	-6.78	-6.78	-10.94	0	13.59	9.83	3.71	9.83	13.59	-12.74	17.11	-15.76	14.09	-11.19	11.19	-14.09	15.76	-17.11	12.74
Commerce (haut sous sol)	7.77	0	-15.39	-9.53	-9.53	-15.39	0	17.20	11.92	4.13	11.92	17.20	-16.35	22.50	-20.60	18.25	-14.57	14.57	-18.25	20.60	-22.50	16.35

Tableau III.9 : récapitulatif des sollicitations à E.L.U(type 4)

Sollicitation Plancher		Moments fléchissant [KN.m]											Effort tranchant [KN]									
		Moment en appuis						Moment en travée					Travée AB		Travée BC		Travée CD		Travée DE		Travée EF	
		PU PSER																				
KN/ml	M _A	M _B	M _C	M _D	M _E	M _F	M _{AB}	M _{BC}	M _{CD}	M _{DE}	M _{EF}	V _A	V _B	V _B	V _C	V _C	V _D	V _D	V _E	V _E	V _F	
Terrasse accessible	0.73	0	-9.07	-5.61	-5.61	-9.07	0	12.86	9.78	3.99	9.78	12.86	-11.86	15.48	-14.36	12.98	-10.25	10.25	-12.98	14.36	-15.48	11.86
Etage courant	0.72	0	-7.88	-4.88	-4.88	-7.88	0	9.78	7.08	2.67	7.08	9.78	-9.17	12.32	-11.35	10.14	-8.06	8.06	-10.14	11.35	-12.32	9.17
Commerce (haut sous sol)	0.71	0	-10.93	-6.77	-6.77	-10.93	0	12.21	8.46	2.93	8.46	12.21	-11.61	15.98	-14.63	12.96	-10.34	10.34	-12.96	14.63	-15.98	11.61

Tableau III.10 : récapitulatif des sollicitations à E.L.S (type 4)



Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants à E.L.U (E.C type 4)

III.2.4. Ferrailage des poutrelles :

Les calculs de sollicitations manuel et numérique ont obtenu aux mêmes valeurs sur cette base on étudie le ferrailage des poutrelles

A. Calcul manuel en utilisant BAEL 99 :

Calcul de ferrailage d'une poutrelle type 1 (commerce « haut Sous Sol ») à ELU

Pour laquelle on a :

$$M_{tu} = 24.28 \text{ KN.m} \qquad M_{a_{ser}} = 17.23 \text{ KN.m}$$

$$M_{au} = [-4.86] = 4.86 \text{ KN.m} \qquad M_{a_{ser}} = [-3.4] = \text{KN.m}$$

- Les armatures longitudinales :

En travée $M_{tu} = 24.28 \text{ KN.m}$

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

$$M_{tr} = f_{bu} \times b \times h \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \dots \dots \dots (1)$$

Car M_{tr} : moment de référence

Avec :

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

$$D = h_t - e = 0.9 \times h_t = 0.9 \times (0.24) = 0.22 \text{ m}$$

$$(1) \Rightarrow 14.2 \times 0.6 \times 0.04 \times \left(0.22 - \frac{0.04}{2}\right) \times 10^3 = 68.16 \text{ KN.m}$$

$M_{tr} = 68.16 > M_{tu} = 24.28 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre se trouve dans la table de Compression. La section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b et hauteur utile d donc la section sera

$$(b \times h) = (60 \times 24) \text{ cm}^2$$

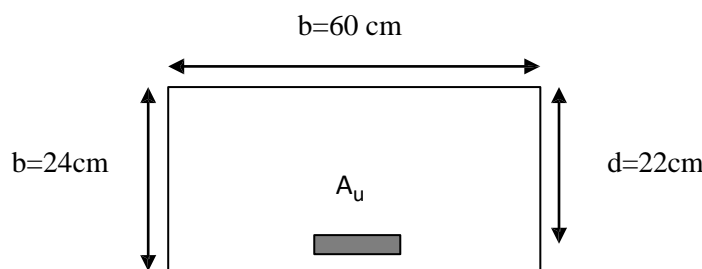


Figure III.11: section en travée

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{24,28}{17,23} = 1,41$$

pour FeE400 et $f_{c28} \leq 30 \text{ MPa}$ la variation de μ_{lu} est linéaire relativement aux trios Quantités :

$$\frac{f_{c28}}{\theta}, f_e, \theta, \gamma$$

$$10^4 \mu_{tu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \dots (MPa)$$

$$\mu_{tu} = \left[3440 \times 1 \times 1,41 + 49 \times \frac{25}{1} - 3050 \right] \times 10^{-4} = 0,303$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24,28 \times 10^3}{60 \times (22)^2 \times 14,2} = 0,059$$

$$\mu_{bu} = 0,059 < \mu_{tu} = 0,303 \Rightarrow A' = 0, A = A_u$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires), la section sera armée uniquement par des armatures tendues (A_u).

$$\mu_{bu} = 0,059 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 22 \times (1 - 0,6 \times 0,059) = 21,22 \text{ cm}$$

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

$$A_{tu} = \frac{M_{tu}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{24,28 \times 10^3}{21,22 \times 348} = 3,29 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{1}{0,81 \times h \times V} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$V = h - v'$$

$$\{f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28}$$

$$\{f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$V' = \frac{b_0 \times h^2 + (b - b_0) \times h_0^2}{2B}$$

$$B = b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0$$

$$\text{On a } b=0,6 \text{ m}, h=0,24 \text{ m}, h_0 = 0,04 \text{ m}, b_0 = 0,12 \text{ m}$$

$$B = 0,12 \times 0,24 + (0,6 - 0,12) \times 0,04 = 0,048 \text{ m}^2$$

$$V' = \frac{0,12 \times (0,24)^2 + (0,6 - 0,12) \times (0,04)^2}{2 \times 0,048} = 0,08 \text{ m}$$

$$\Rightarrow V = 0,24 - 0,08 = 0,16 \text{ m}$$

$$I = b_0 \times \frac{h^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{(h_0)^3}{3} - B \times V'^2$$

$$I = 0,12 \times \frac{0,24^3}{3} + (0,6 - 0,12) \times \frac{(0,04)^3}{3} - 0,048 \times (0,08)^2 = 2,56 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$A_{min} = \frac{2,56 \times 10^{-4}}{0,81 \times 0,24 \times 0,16} \times \frac{2,1}{400} \times 10^4 = 0,43 \text{ cm}^2 < A_{tu}$$

On adopte : $A_t = 3,29 \text{ cm}^2$

Choix des barres: 3T12 ($A=3.39\text{cm}^2$)

Vérification de la contrainte de compression de béton à l'ELS :

Calcul de l'axe neutre à partir de l'équation suivante:

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A + A'_s)]y - (b - b_0)h_0^2 + 30(dA + dA'_s) = 0$$

Pour $A_s=3.39\text{cm}^2$ et $A'_s=0$

$$\Rightarrow 12y^2 + 485.7y - 3005.4 = 0$$

$$\Rightarrow y = 5.45\text{cm}$$

Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{(h_0)^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$I = 17116.74\text{cm}^4$$

Calcul de contrainte : σ_{bc}

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{17.23 \times 10^{-3}}{17116.74 \times 10^{-8}} = 100.66\text{MPa}$$

$$\sigma_{bc} = K \cdot y = 5.49\text{MPa} < \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15\text{MPa} \quad C.V$$

En appui $M_{au} = 4.86\text{KN.m}$

La section sera calculée comme une section rectangulaire de largeur b_0 et hauteur utile

d. donc la section sera $(b_0 \times h) = (12 \times 24)\text{cm}^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{au}}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{4.86 \times 10^3}{12 \times (22)^2 \times 14.2} = 0.059$$

$$\mu_{bu} = 0.059 < \mu_{tu} = 0.303 \Rightarrow A' = 0, A = A_u$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.059 < 0.275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d \times (1 - 0.6 \times \mu_{bu}) = 22 \times (1 - 0.6 \times 0.059) = 21.22\text{cm}$$

$$A_{au} = \frac{M_{au}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{4.86 \times 10^3}{21.22 \times 348} = 0.66\text{cm}^2/\text{m}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{1}{0.81 \times h \times V} \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min} = \frac{2.56 \times 10^{-4}}{0.81 \times 0.24 \times 0.08} \times \frac{2.1}{400} \times 10^4 = 0.86 \text{ cm}^2 > A_{au}$$

On adopte $A_a = 0.86 \text{ cm}^2$

Choix des barres : 1T12 soit (1.13 cm^2)

Vérification de la contrainte de compression de béton à l'ELS :

Calcul de la distance l'axe neutre a partir de l'équation suivante :

$$b_0 y^2 + [2(b - b_0)h_0 + 30(A + A's)]y - (b - b_0)h_0^2 + 30(dA_s + dA's) = 0$$

Pour $A_s = 1.13 \text{ cm}^2$ et $A's = 0$

$$\Rightarrow 12y^2 + 417.9y - 1513.8 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3.31 \text{ cm}$$

Calcul de l'inertie I :

$$I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + (b - b_0) \times \frac{(h_0)^3}{12} + (b - b_0)h_0 \left(y - \frac{h_0}{2}\right)^2 + 15[A_s(d - y)^2 + A's(y - d')^2]$$

$$I = 6651.46 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4.86 \times 10^{-3}}{6651.4 \times 10^{-8}} = 73.07 \text{ MPa}$$

Calcul de contrainte : σ_{bc}

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{4.86 \times 10^{-3}}{6651.4 \times 10^{-8}} = 73.07 MPa$$

$$\sigma_{bc} = K.y = 2.42 MPa < \sigma_{bc}^- = 0.6f_{c28} = 15 MPa \quad C.V$$

Niveau	position	M (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Choix des barres	Section adoptée (cm^2)
commerce (haut de s/sol)	Travée	24.28	3.29	0.43	3.29	3T12	3.39
	Appuis de rive	4,86	0,66	0,86	0,86	1T12	1,13

Tableau III.11 : ferrillages de poutrelle (type 1) en travées et en appuis

Vérification et calcul élémentaire :

Vérification de l'effort tranchant (vérification de béton au cisaillement)

$$V_u = 19.42 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{19.42 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.22} = 0.74 MPa$$

La contrainte limite :

$$\tau_{lim} = \min\left\{0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 MPa\right\} \Rightarrow \tau_{lim} = \min\left\{0.2 \frac{25}{1.5} ; 5 MPa\right\}$$

$$\tau_{lim} = \min\{3.33 ; 5 MPa\} \Rightarrow \tau_{lim} = 3.33 MPa$$

$\tau_u = 0.74 MPa < \tau_{lim} = 3.33 MPa \Rightarrow$ le béton résiste au cisaillement.

$$\tau_u = 0.74 MPa < \tau_{lim} = 3.33 MPa$$

- Les armatures transversales (Pratique B.A.E.L § 2.2.1)

Diamètre des armatures transversales \varnothing_t

D'après B.A.E.L on a :

$$\varnothing_t \leq \min \left\{ \frac{h_t}{35}; \frac{b_0}{10}; \varnothing_t \right\} \Rightarrow \varnothing_t \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{240}{35} \approx 6mm \\ \frac{120}{10} = 12mm \\ 12 \text{ mm. (appuis)} \end{array} \right.$$

Soit étriers en \varnothing_t 6mm (0.28 cm^2) $\Rightarrow A_t = 0.28 \times 2 = 0.56 \text{ cm}^2$

L'espace maximal

$$S_{t1}^- \leq \min \left\{ \begin{array}{l} 0.9d = 0.9 \times 22 = 19.8 \text{ cm} \\ 40 \text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow S_{t1}^- = 19.8 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times f_e}{0.4 \cdot b_0} = \frac{0.56 \times 235}{0.4 \times 12}$$

$$\Rightarrow S_{t2} = 27.42 \text{ cm} \quad \text{soit: } S_t = 15 \text{ cm}$$

Pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\left(\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \right) \times f_e \geq 0.4 \text{ Mpa} \Rightarrow \left(\frac{0.56}{12 \times 15} \right) \times 235 = 0.73 \text{ Mpa}$$

Donc $0.73 > 0.4 \text{ Mpa} \longrightarrow \text{C.V}$

III-2-3-c) Vérification de la flèche:

➤ **Dispositions générales :** Les déformations des différents éléments de plancher doivent rester suffisamment faibles pour ne pas nuire à l'aspect et à l'utilisation de la construction, pour ne pas occasionner de désordres dans les éléments porteurs, et pour que les revêtements, les cloisons ou autres ouvrages supportés, s'il en existe, ne soient pas endommagés d'une façon inadmissible par suite de déformation excessives de leurs supports.

Les déformations ne doivent également pas conduire par leurs effets à une redistribution des efforts susceptible de remettre en cause certaines des hypothèses des calculs.

S'il y a lieu de se prémunir contre l'un des risques précédents, on doit justifier de l'état limite de déformation par un calcul de flèche.

Toute fois, il n'est pas indispensable de procéder à ce calcul pour des poutres de constructions courantes associées à un hourdis.

D'après (C.B.A93) pour faire la vérification de la flèche il faut que les conditions suivantes soient satisfaites :

$$1/ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t^{ser}}{10 \times M_0^{ser}}$$

Avec M_t^{ser} : Moment service maximale en travée.

M_0^{ser} : Moment dans la travée isostatique équivalente.

$$2/ \rho = \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e}$$

Avec ρ : le pourcentage d'armature

b_0 : La largeur de la nervure.

f_e : La limite d'élasticité de l'acier.

A : La section d'armature.

$$3/ \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

Avec h : la hauteur totale de la section droite

l : La portée de la travée entre nus d'appuis.

➤ **Vérifications des conditions:**

$$1/ \frac{h}{l} = \frac{24}{500} = 0,048 \geq \frac{M_t^{ser}}{10 \times M_0^{ser}} = \frac{17230}{10 \times 17230} = 0,1 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$2/ \rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{3,39}{12 \times 22} = 0,0128 \leq \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots \dots \dots \text{C.V}$$

$$3/ \frac{h}{l} = \frac{24}{500} = 0,048 \geq \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

Donc : le calcul de la flèche est nécessaire

➤ **Flèche à calculer:** Selon la méthode générale (B.A.E.L 91 modifié 99):

Calcul de σ_{bc} , σ_s : $I = 17116.74 \text{cm}^4$; $y = 5,45 \text{ cm}$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_t^{ser}}{I} \cdot y = \frac{17230}{17116,74} \cdot 5,45 = 5,48 MPa$$

$$\sigma_s = 15 \cdot \frac{M_t^{ser}}{I} \cdot (d - y) = 15 \cdot \frac{17230}{17116,74} \cdot (22 - 5,45) = 249,89 MPa$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{(f_{c28})} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$\varepsilon_{bc} = \frac{\sigma_{bc}}{E_i} = 17 \times 10^{-5}$$

$$\varepsilon_s = \frac{\sigma_s}{15 \cdot E_i} = 51,79 \times 10^{-5}$$

$$\rho_f = \frac{A_s}{b_0 \cdot c_0} ; c_0 = \max(0,3d, 2d'') = 6,6 \text{ cm}$$

$$\rho_f = \frac{3,39}{12 \cdot 6,6} = 0,042$$

$$\frac{f_{tj}}{\sigma_s} = \frac{2,1}{249,89} = 0,0084$$

$$\text{On a } \rho_f > \frac{f_{tj}}{\sigma_s} \longrightarrow \Delta \varepsilon_s = \frac{f_{tj}}{2 \cdot E_s \cdot \rho_f} = \frac{2,1}{2 \cdot 200000 \cdot 0,042} = 12,5 \cdot 10^{-5}$$

$$\varepsilon_s^* = \varepsilon_s - \Delta \varepsilon_s = 51,79 \times 10^{-5} - 12,5 \times 10^{-5} = 39,29 \times 10^{-5}$$

$$\frac{1}{r} = \frac{\varepsilon_s^* + \varepsilon_{bc}}{d} = \frac{(39,29 + 17)}{22} \cdot 10^{-5} = 2,55 \cdot 10^{-5} \text{ cm}^{-1}$$

$$f_2 = \left(\frac{3}{r} + \frac{14}{r} + \frac{12}{r} + \frac{6}{r} + \frac{1}{r} \right) \cdot L^2 / 384 = 0,597 \text{ cm} \quad L = 500 \text{ cm}$$

$$f_3 = \left(\frac{2}{r} + \frac{12}{r} + \frac{20}{r} + \frac{12}{r} + \frac{2}{r} \right) \cdot L^2 / 384 = 0,796 \text{ cm}$$

$$f_4 = \left(\frac{1}{r} + \frac{6}{r} + \frac{12}{r} + \frac{14}{r} + \frac{3}{r} \right) \cdot L^2 / 384 = 0,597 \text{ cm}$$

$$f_{\text{calculé}} = \max(f_2, f_3, f_4) = \max(0,597 \text{ cm}, 0,796 \text{ cm}, 0,597 \text{ cm}) = 0,796 \text{ cm}$$

$$f_{\text{adm}} = L/500 = 500/500 = 1 \text{ cm} \quad f_{\text{adm}} \geq f_{\text{calculé}} \longrightarrow \text{c.v}$$

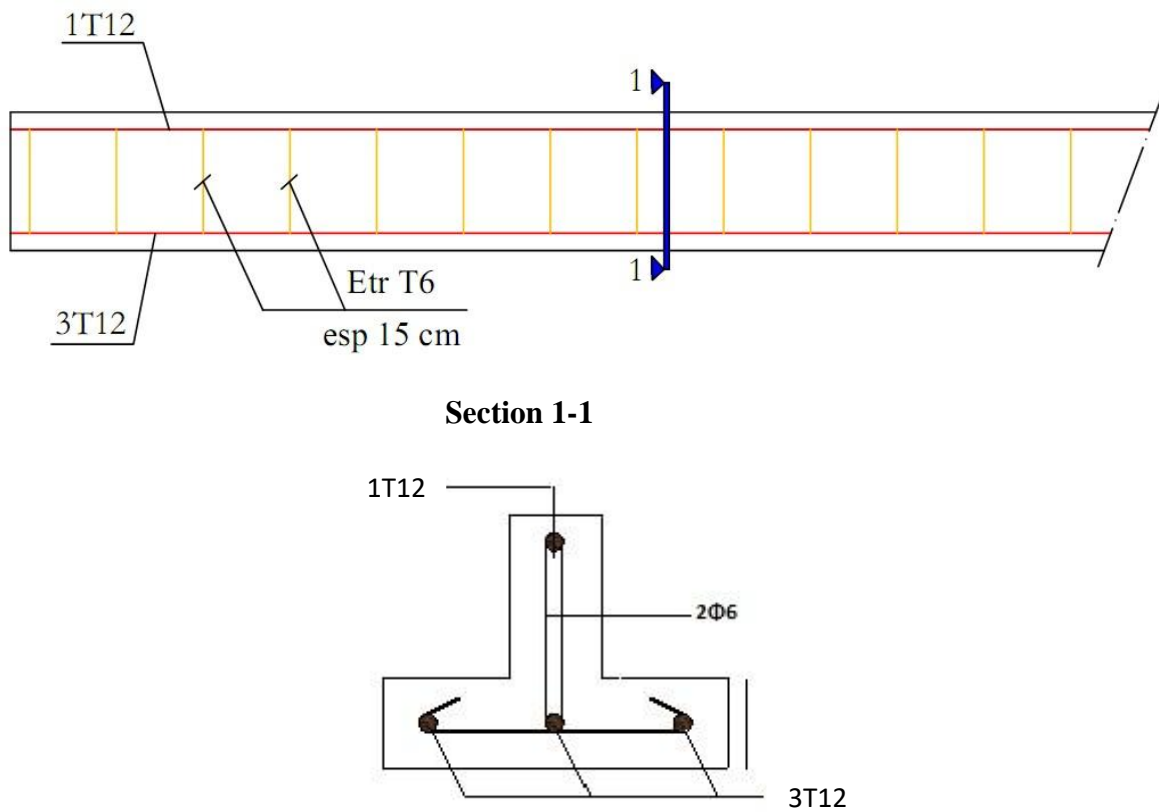


Figure III.12: disposition des armatures dans la poutrelle type 1

A. Calcul numérique par utilisation de ROBOT :

Les résultats obtenus par ce logiciel sont représentés dans les tableaux ci-dessous :

Type 2 :

Niveau	position	M (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Choix des barres	Section adoptée (cm^2)
Local	Travée	12.07	1.60	0.43	1.60	3T10	2.36
	Appuis de rive	2,41	0,32	0,86	0,86	1T12	1,13

Tableau III.12 : ferrailages de poutrelle (type 2) en travées et en appuis

TYPE 3 :

Niveau	position	M (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Choix des barres	Section adoptée (cm^2)
Terrasse accessible	Travée	14,032	1,87	0,43	1,87	3T10	2,36
	Appuis de rive+inter	12,882	1,85	0,86	1,85	1T10 fil+ 1T12 chap	1,92
Etage courant	Travée	12,31	1,63	0,43	1,63	3T10	2,36
	Appuis de rive+inter	11,20	1,58	0,86	1,58	1T10 fil+ 1T12 chap	1,92
Commerce (Haut Sous-sol)	Travée	17,34	2,32	0,43	2,32	3T10	2,36
	Appuis de rive+inter	14,57	2,12	0,86	2,12	1T10 fil+ 1T12 chap	2,26

Tableau III.13 : ferrailages de poutrelle (type 3) en travées et en appuis**TYPE 4 :**

Niveau	position	M (KN.m)	A (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	Choix des barres	Section adoptée (cm^2)
Terrasse accessible	Travée	17,61	2,35	0,43	2,35	3T10	2,36
	Appuis de rive+inter	12,43	1,78	0,86	1,78	1T10 fil+ 1T12 chap	1,92
Etage courant	Travée	13,59	1,81	0,43	1,81	3T10	2,36
	Appuis de rive+inter	10,94	1,54	0,86	1,54	1T10 fil+ 1T12 chap	1,92
Commerce (Haut Sous-sol)	Travée	17,20	2,3	0,43	2,3	3T10	2,36
	Appuis de rive+inter	15,39	2,25	0,86	2,25	1T10 fil+ 1T12 chap	2,26

Tableau III.14 : ferrailages de poutrelle (type 4) en travées et en appuis

Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles:

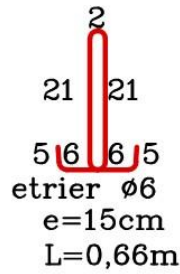
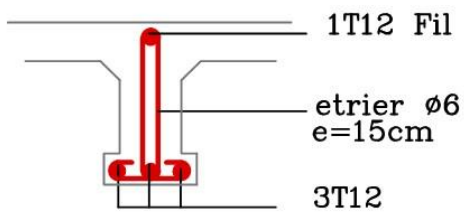
Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Type	Niveau	Armatures longitudinales	
		Travée	Appui
1	commerce	3T12	1T12
2	Local	3T10	1T12
3	Terrasse accessible	3T10	1T10 fil+ 1T12 chap
	Etage courant	3T10	1T10 fil+ 1T12 chap
	Commerce	3T10	1T12 fil+ 1T12 chap
4	Terrasse accessible	3T10	1T10 fil+ 1T12 chap
	Etage courant	3T10	1T10 fil+ 1T12 chap
	Commerce	3T10	1T12 fil+ 1T12 chap

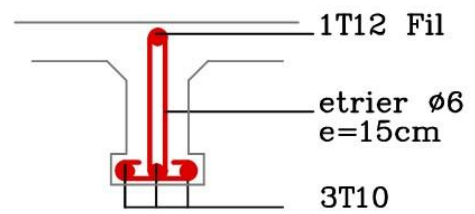
Tableau III.15 : récapitulatif du ferrailage des poutrelles en travées et en appuis

Type 1

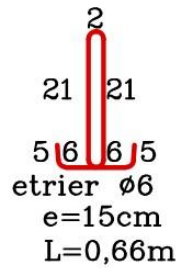
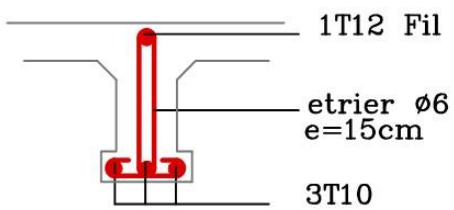
en travée



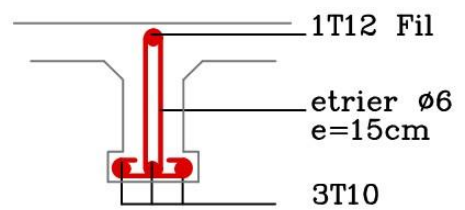
en appuis



en travée



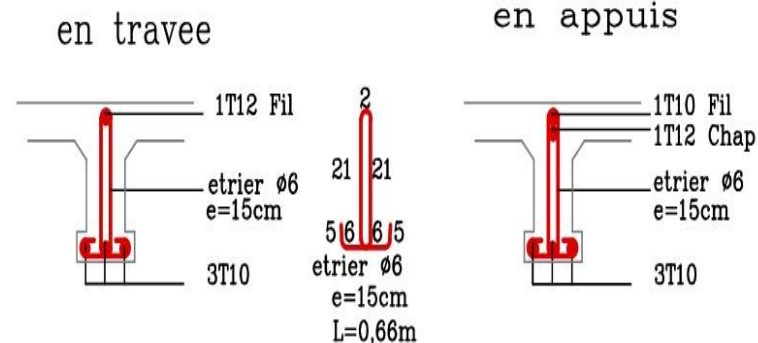
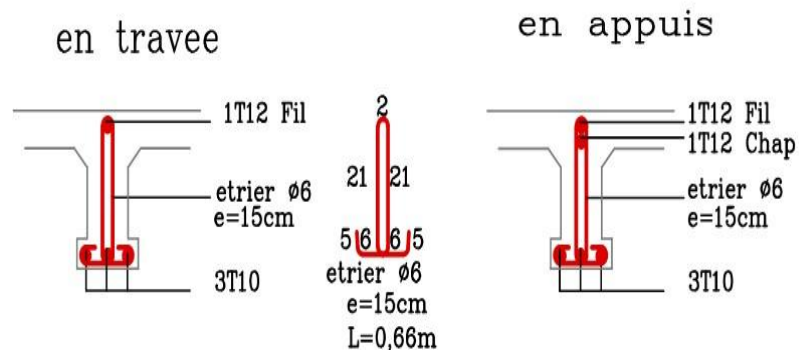
en appuis



Type 3

RDC (Haut sous sol)

Terrasse – Etage courant



RDC (Haut sous sol)

Type 4

Terrasse – Etage courant

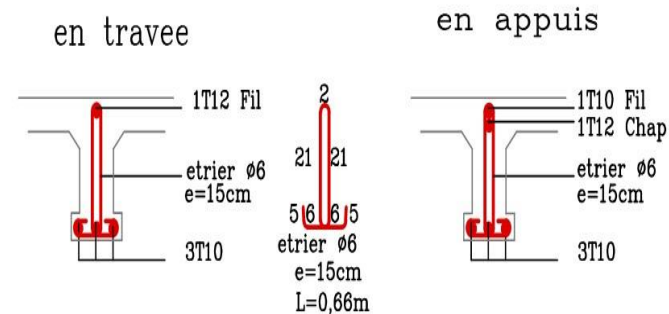
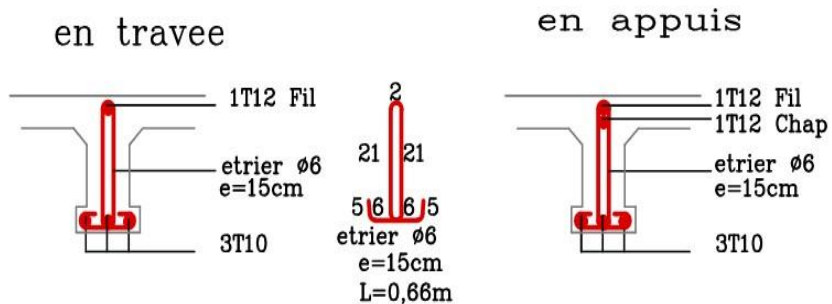


Figure III.13: Ferrailage des poutrelles

II.2.5. Ferrailage de la dalle de compression :

Le ferrailage de la dalle de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

- Pour les armatures verticales aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times L}{f_e} \quad \text{avec: } L = 60 \text{ cm et } f_e = 500 \text{ Mp}$$

$$\Rightarrow A_{\perp} \geq \frac{4 \times 60}{500} = 0.48 \frac{\text{cm}^2}{\text{ml}} \quad \text{avec: } st = 15 \text{ cm}$$

- Pour les armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.48}{2} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Donc soit un treillis soudé de Ø5 est un espacement (150×150) mm²

III.3. Planchers en dalles pleines:

La partie en saillie sont constituée de dalle pleine rectangulaire de (15cm) d'épaisseur.

Type 01 :

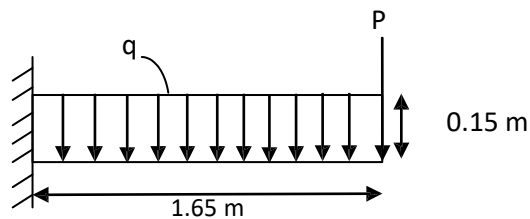


Figure III.14: schéma statique dalle pleine type 1

On prend un seul type comme exemple de calcul : **type 0 étage courant**

Descente des charges :

$$G=6,15 \text{ KN/m}^2$$

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

Exemple de calcul type 01 :

Calcul de la charge concentré P :

Charge due aux murs extérieurs $G=0,90 \text{ KN/m}^2$ La
hauteur du mur $h=1,2 \text{ m}$

Donc : la charge concentrée de mur (pour une bande de 1m) :

$$P = (0,90 \times 1,2) \times 1 = 1,08 \text{ KN}.$$

Les sollicitations :

E.L.U

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = [(1,35 \times 6,15) + (1,5 \times 3,5)] \times 1 = 13,55 \text{ KN/ml}.$$

ELS

$$q_{ser} = G + Q = (6,15 + 3,5) \times 1 = 9,65 \text{ Kn/ml}.$$

Calcul des moments ;

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} + 1,35 P \cdot l = 13,55 \frac{(1,65)^2}{2} + 1,35 \times 1,08 \times 1,65$$

$$\Rightarrow M_u = 20,85 \text{ kN.m}$$

ELS :

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{l^2}{2} + P \cdot l = 9,65 \frac{(1,65)^2}{2} + 1,08 \times 1,65$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 14,92 \text{ kN.m}$$

2

2

Le ferrailage : (Fissuration peu nuisible)

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{20.85}{14.92} = 1.40$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050] \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \cdot 1 \cdot 1.40 + 49 \cdot 25.1 - 3050] \cdot 10^{-4} = 0.299$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.9 (0.15) = 0.13 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{20.85 \cdot 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.087$$

$$\mu_{bu} = 0.087 < \mu_{lu} = 0.299 \Rightarrow \lambda = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0.087 < 0.275 \text{ La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0.6 \mu_{bu}) = 13 \cdot (1 - 0.6 \times 0.087) = 12.32 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Section d'acier :

$$A = \frac{Mu}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{20.85 \cdot 10^3}{12.32 \times 348} = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.86 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On adoptera: $A = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$ ($St=15 \text{ cm}$)

$$\frac{100}{15} = 6.66 \approx 7 \text{ barres} \quad \Rightarrow A = \frac{4.86}{7} = 0.69 \text{ cm}^2$$

Le choix : A \Rightarrow **T10 St=15cm** (A=0,79 cm²)

Pour 1ml : A \Rightarrow **7T10 St=15cm** (A=5,50 cm²)

Les armatures de répartitions A_r :

$$A_r = 1.37 \text{ cm}^2$$

Pour 1ml : A \Rightarrow **7T10 St=15cm** (A=5,50 cm²)

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u\max} = qu.L + 1.35.P = 13.55 \times 1.65 + 1.35 \times 1.08 \Rightarrow V_{u\max} = 23.82 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_{u\max}}{b \times d} = \frac{23.82 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.183 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \text{ lim} = 0.07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.17 \text{ MPa.}$$

On a donc:

$$\tau_u = 0.183 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1.17 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification des contraintes à l'E LS :

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} < \overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087}) = 0.113$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \quad \text{avec: } \gamma = 1.40$$

On a donc :

$$\alpha = 0.113 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.45$$

$\Rightarrow \sigma_{bc} < \sigma_{bc}^- \rightarrow cv$

- Calcul du contre poids :

Le calcul du contre poids se fait comme suit :

$$G_{Balcon} = G_{C.Pds}$$

G_{Balcon} : Poids propre du balcon.

$G_{C.Pds}$: Poids propre du contre poids.

$$G_{Balcon} = G_{C.Pds} \Rightarrow 25 \times (0.15 \times 1.65) = 25 \times (0.24 \times l)$$

$$L = 1.03m \Rightarrow l = 1.05m$$

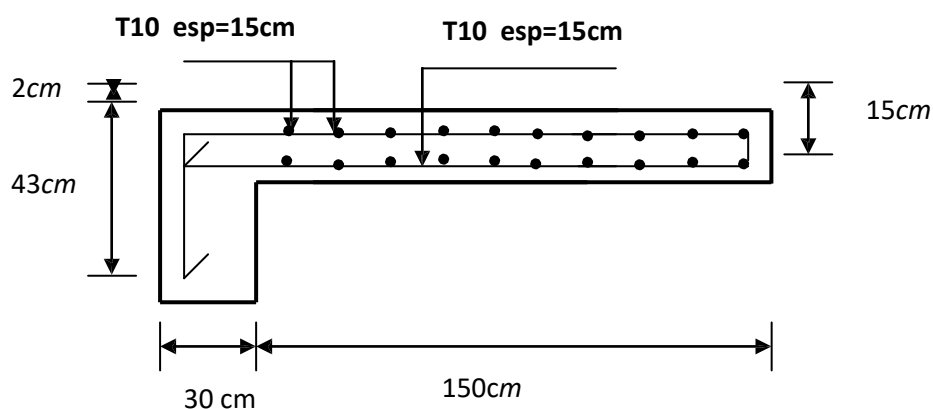


Figure III.15 : Schéma de ferrailage du balcon de type 1

partie en saillie	L(m)	Niveau	P (KN)	M _u (KN.m)	M _{ser} (KN.m)	V _{umax} (KN)	longueur du contre poids (m)
Type 1	1.65	Etage courant 2	7,20	34,48	25,02	32,08	1,05
		G=6,15 (KN/m ²) Q=3,5 (KN/m ²)	1,08	20,85	14,92	32,82	
		Terrasse	2,45	21,87	15,98	23,21	
		G=7,27 (KN/m ²) Q=1,5 (KN/m ²)					

Tableau III.16 : Sollicitations et contre poids du dalles pleines.

Le ferrailage est donné dans ce tableau :

BALCON		Armatures principales				Armatures de répartitions			
		A (cm ²)	Barres choisies	esp (cm)	Section (cm ²)	A _r (cm ²)	Barres choisies	esp (cm)	Section (cm ²)
Type1	Etage courant	8,32	7T14	15	10,78	2,69	7T10	15	
		4,86	7T10	15	5,50	1,38	7T10	15	
	terrasse	5,11	7T10	15	5,50	1,38	7T10	15	

Tableau III.17 : Ferrailage du dalles pleines

III.4.Conclusion:

L'étude des planchers à corps creux à fait l'objet de deux manipulations une manuelle et l'autre numérique.

Le ferrailage des poutrelles est fait selon la méthode manuelle et celle numérique par utilisation de ROBOT.

CHAPITRE IV

Etude des éléments secondaires

IV-1) Introduction:

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement, ce sont des éléments en maçonnerie ou en béton armé (cloisons, murs extérieure, balcon.....). On se propose cette fois ci de donner les méthodes relatives au calcul de ces éléments secondaire. Tels que l'acrotère, le balcon, l'ascenseur et l'escalier.

IV.4. Etude du balcon :

Le balcon est une dalle pleine, plaque porteuse en béton armé coulé sur place d'épaisseur de 8 à 20cm qui repose que sur un appuis murs ou poutres. Les parties en saillie sont constituées de dalle pleine rectangulaire de (15cm) d'épaisseur.

Elles seront étudiées comme des consoles encastrées soumises à leurs poids propre, aux charges permanentes "G", à la surcharge d'exploitation "Q" et au poids propre du mur ou de l'acrotère pour le plancher terrasse "P". Le calcul se fera pour une bande de 1 ml.

Ce bâtiment comporte plusieurs types de console comme représenté sur les figures suivantes :

Type01 :

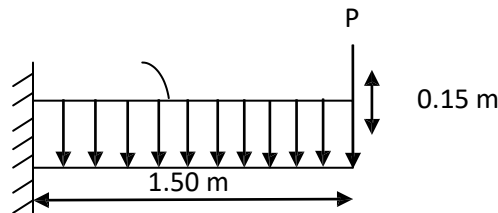


Figure IV.1 : schéma statique dalle pleine type 2

Type02 :

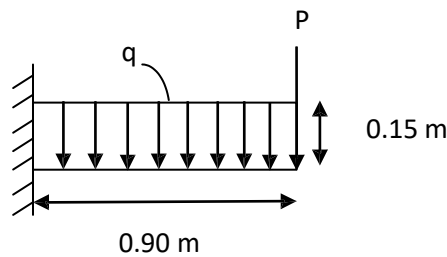


Figure IV.2 : schéma statique dalle pleine type 3

Type03 :

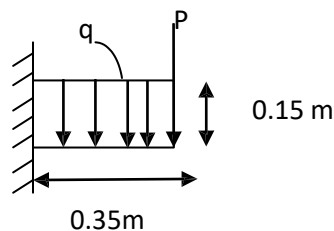


Figure IV.3 : schéma statique dalle pleine type 4

On prend un seul type comme exemple de calcul : **type 02 étage courant**

Descente des charges :

$$G=6,15 \text{ KN/m}^2$$

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

Exemple de calcul type 02 :

Calcul de la charge concentré P :

Charge due aux murs extérieurs $G=0,90 \text{ KN/m}^2$ La

hauteur du mur $h=1,2 \text{ m}$

Donc : la charge concentrée de mur (pour une bande de 1m) :

$$P = (0,90 \times 1,2) \times 1 = 1,08 \text{ KN}.$$

Les sollicitations :

E.L.U : $q_u = 1,35G + 1,5Q = [(1,35 \times 6,15) + (1,5 \times 3,5)] \times 1 = 13,55 \text{ KN/ml}.$

E.L.S : $q_{ser} = G + Q = (6,15 + 3,5) \times 1 = 9,65 \text{ KN/ml}.$

Calcul des moments :

E.L.U :

$$M_u = q_u \frac{l^2}{2} + 1,35 P \cdot l = 13,55 \frac{(1,5)^2}{2} + 1,35 \times 1,08 \times 1,5$$

$$\Rightarrow M_u = 17,43 \text{ kN.m}$$

E.L.S :

$$M_{ser} = q_{ser} \frac{l^2}{2} + P \cdot l = 9,65 \frac{(1,5)^2}{2} + 1,08 \times 1,5$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 12,48 \text{ kN.m}$$

2

2

Le ferrailage : (Fissuration peu nuisible)

$$\gamma = \frac{Mu}{M_{ser}} = \frac{17,43}{12,48} = 1.40$$

$$10^4 \mu_{lu} = [3440. \theta. \gamma + 49. f_c 28^{\frac{1}{\theta}} - 3050] \dots \text{pour } FeE400$$

$$\mu_{lu} = [3440.1.1.40 + 49.25.1 - 3050]. 10^{-4} = 0.299$$

$$d = 0.9 h \Rightarrow d = 0.9 (0.15) = 0.13 \text{ m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{Mu}{b. d^2. f_{bu}} = \frac{20.85. 10^3}{100 \times 13^2 \times 14.2} = 0.087$$

$$\mu_{bu} = 0.087 < \mu_{lu} = 0.299 \Rightarrow \lambda = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu_{bu} = 0.087 < 0.275$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d. \left(1 - 0.6 \mu_{bu} \right) = 13. (1 - 0.6 \times 0.087) = 12.32 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

Section d'acier :

$$A = \frac{Mu}{Z_b. f_{ed}} = \frac{20.85. 10^3}{12.32 \times 348} = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times \frac{f_{t28}}{f_e} . b. d \Rightarrow A_{min} = 0.23 \times \frac{2.1}{400} \times 100 \times 13 = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$A = 4.86 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2$$

On adoptera: $A = 4.86 \text{ cm}^2/\text{ml}$

($St=15 \text{ cm}$)

$$\frac{100}{15} = 6.66 \approx 7 \text{ barres}$$

$$\Rightarrow A = \frac{4.86}{7} = 0.69 \text{ cm}^2$$

Le choix : $A \Rightarrow \mathbf{T10 St=15 \text{ cm}}$ ($A=0,79 \text{ cm}^2$)

Pour 1 ml : $A \Rightarrow \mathbf{7T10 St=15 \text{ cm}}$ ($A=5,50 \text{ cm}^2$)

Les armatures de répartitions A_r

$$A_r = 1.37 \text{ cm}^2$$

Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{u\max} = qu.L + 1.35.P = 13,55 \times 1,5 + 1,35 \times 1,08 \Rightarrow V_{u\max} = 21,78 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{v_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{21,78 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 0,168 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u \text{ lim} = 0,07 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,07 \times 25}{1,5} = 1,17 \text{ MPa.}$$

On a donc:

$$\tau_u = 0,168 \text{ MPa} < \tau_u \text{ lim} = 1,17 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Vérification des contraintes à l'E LS :

Il faut vérifier :

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

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu bu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.087}) = 0.113$$

$$\frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1.40-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.45 \quad \text{avec: } \gamma = 1.40$$

On a donc :

$$\alpha = 0,113 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{c.v}$$

- Calcul du contre poids :

Le calcul du contre poids se fait comme suit :

$$G_{Balcon} = G_{C.Pds}$$

G_{Balcon} : Poids propre du balcon.

$G_{C.Pds}$: Poids propre du contre poids.

$$G_{Balcon} = G_{C.Pds} \Rightarrow 25 \times (0,15 \times 1,5) = 25 \times (0,24 \times 1)$$

$$L = 1,03 \text{ m} \Rightarrow l = 1,05 \text{ m}$$

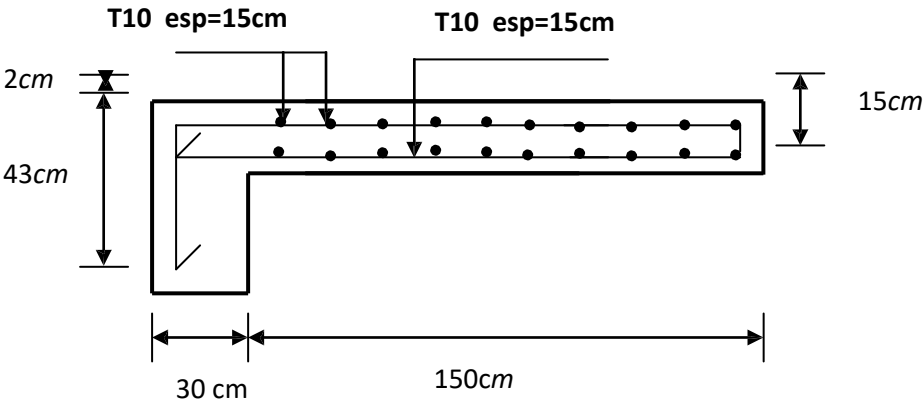


Figure IV.4: Schéma de ferrailage du balcon de type2.

Les résultats des autres types sont calculés dans le tableau suivant :

Type 2	1,50	Etage courant	7,20	29,82	21,66	30,05	0,95
		G=6,15 Q=3,5 (KN/m ²) (KN/m ²)	1,08	7,43	12,48	21,78	
		Terasse G=7,27 Q=1,5 (KN/m ²) (KN/m ²)	2,45	18,53	13,54	21,40	
Type 3	0,90	Etage courant		9,6	9,96	16,77	0,60
		G=6,15 Q=3,5 (KN/m ²) (KN/m ²)	3,39				
			1,08	6,80	4,88	13,65	
		Terasse G=7,27 Q=1,5 (KN/m ²) (KN/m ²)	2,45	7,86	5,76	14,16	
Type 4	0,35	Etage courant	1,08	1,34	0,97	6,20	0,25
		G=6,15 Q=3,5 (KN/m ²) (KN/m ²)					
		Terasse G=7,27 Q=1,5 (KN/m ²) (KN/m ²)	2,45	1,90	1,39	7,53	

Tableau IV.1: Sollicitations et contre poids des dalles pleines.

		<i>Armatures principales</i>				<i>Armatures de répartitions</i>			
<i>BALCON</i>		<i>A (cm²)</i>	<i>Barres choisies</i>	<i>esp (cm)</i>	<i>Section (cm²)</i>	<i>A_r (cm²)</i>	<i>Barres choisies</i>	<i>esp (cm)</i>	<i>Section (cm²)</i>
Type2	<i>Etage courant</i>	7,10	7T12	15	7,92	1,98	7T10	15	5,50
		4,03	7T10	15	5,50	1,38	7T10	15	5,50
	<i>terasse</i>	4,29	7T10	15	5,50	1,38	7T10	15	5,50
Type3	<i>Etage courant</i>	2,18	7T10	15	5,50	1,38	7T10	15	5,50
		1,57	7T10	15	5,50	1,38	7T10	15	5,50
	<i>terasse</i>	1,77	7T10	15	5,50	1,38	7T10	15	5,50
Type4	<i>Etage courant</i>	1,57	7T10	15	5,50	1,38	7T10	15	5,50
	<i>terasse</i>	1 ;57	7T10	15	5,50	1,38	7T10	15	5,50

Le ferrailage des autres types est donné dans ce tableau :

Tableau IV.2 : Ferrailage des dalles pleine

➤ **Vérification de la flèche :**

On a deux types de flèche :

-Une flèche due à la charge répartie (f_1).

-Une flèche due à la charge concentrée (f_2).

$$f \leq f_{adm}$$

$$f = f_1 + f_2 \rightarrow f = \frac{ql^4}{8EI} + \frac{pL^3}{3EI}$$

$$I = \frac{bh^3}{12} + 15A \left(d - \frac{h}{2}\right)^2 \rightarrow I = \frac{100 \cdot 15^3}{12} + 15 \cdot 3,39 \cdot \left(13,5 - \frac{15}{2}\right)^2 = 29955,6 \text{ cm}^4$$

$$f_1 = \frac{ql^4}{8EI} \rightarrow f_1 = \frac{9,65 \cdot 10^3 \cdot 1^4 \cdot 10^4}{8 \cdot 32164,2 \cdot 29955,6} = 0,0125 \text{ cm}$$

$$f_2 = \frac{W_p L^3}{3EI} \rightarrow f_2 = \frac{1,08 \cdot 10^3 \cdot 1^3 \cdot 10^4}{3 \cdot 32164,2 \cdot 29955,6} = 0,0037 \text{ cm}$$

$$f = f_1 + f_2 \rightarrow f = 0,0125 + 0,0037 = 0,0162 \text{ cm}$$

$$f_{adm} = \frac{L}{250} = \frac{100}{250} = 0,4 \text{ cm}$$

$$f = 0,0162 \text{ cm} \leq f_{adm} = 0,4 \text{ cm} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

IV.1.2.Méthode de calcul :

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal W_p dû à son propre poids et un moment de flexion dû à une force horizontale F_p .

Le calcul se fait pour une bande de 1m linéaire et une épaisseur de 10cm. Le ferrailage obtenu sera généralisé sur toute la longueur de l'élément.

A. Evaluation des charges :**❖ Poids propre de l'acrotère :**

$$G_1 = G \times \text{surface}_{\text{acrotère}}$$

S : surface latérale de l'acrotère

$$S : \text{surface latérale de l'acrotère} = (0.60 \times 0.10) \times (0.10 \times 0.08) + \frac{0,02 \times 0,10}{2} = 0.069m^2$$

$$G_1 = 25 \times 0.069 = 1.725 \text{ KN/ml}$$

❖ Enduit en ciment (e = 2 cm) :

$G_2 = 20 \times e \times U$, avec U : périmètre de l'acrotère.

-La détermination de l'angle α

$$\alpha = \frac{2}{8} = 0.25 \longrightarrow \alpha = 14.04^\circ$$

-Le calcul du périmètre

$$\text{Périmètre} = 60 + 10 + 50 + 10 + 10 + 8 + \frac{2}{\sin \alpha} = 1.48m$$

$$G_2 = 20 \times 0.02 \times 1.48 = 0.592 \text{ KN / ml}$$

❖ Calcul de la force horizontale :

- Exigences des règles RPA99 v2003 :

Le règlement impose l'application de la force horizontale F_p pour le calcul des éléments de structure secondaire et les équipements ancrés à la structure suivant la formule :

$$F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p$$

A : coefficient d'accélération de zone $A = 0.1$ « zone I ; groupe d'usage 2 ».

C_p : facteur de force horizontal $C_p = 0.8$ (élément en console).tableau 6.1

W_p = poids des éléments considéré

$$W_p = G_1 + G_2 = 1.725 + 0.592 = 2.317 \text{ KN/ml}$$

$$F_p = 4 \times 0.1 \times 0.8 \times 2.317 = 0.74 \text{ KN/ml}$$

B. Sollicitations à l'ELU:

❖ Calcul des sollicitations :

- Effort normal : $N_u = 1.35 \times W_p = 1.35 \times 2.317 = 3.13 \text{ KN}$
- Moment fléchissant : $M_u = 1.5 \cdot F_p \cdot H = 1.5 \times 0.74 \times 0.60 = 0.67 \text{ KN.m}$

❖ Calcul des excentricités :

▪ Excentricité du 1^{er} ordre e_1

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

Avec : e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales après exécution.

$$e_a = \max \left\{ \frac{H}{250} = \frac{60}{250} = 0.24 \text{ cm} \right. \Rightarrow e_a = 2 \text{ cm}$$

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a \Rightarrow e_1 = \frac{0.67}{3.13} + 0.02 = 0.23 \text{ m.}$$

▪ **Elancement géométrique**

l_f : la longueur de flambement. $l_f = 2 \times H = 2 \times 0.60 = 1.2 \text{ m}$

$h = 10 \text{ cm}$

$$\begin{aligned} \frac{l_f}{h} &= \frac{1.2}{0.1} = 12 < \max\left(15; \frac{20e_1}{h}\right) \\ &= 12 < \max\left(15; \frac{20 \times 0.19}{0.1}\right) = 38 \end{aligned}$$

Donc le calcul sera mené à la flexion composée en tenant compte de l'excentricité du second ordre.

▪ **Excentricité du 2^{ème} ordre e_2**

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

e_2 : L'excentricité due aux effets de second ordre lié à la déformation de la structure.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{Wp}{Wp + Fp} = \frac{2.317}{2.317 + 0.74} = 0.76$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée

(φ Généralement égale à : 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10 \text{ cm}$)

$$\Rightarrow e_2 = \frac{3 \times (1.2)^2}{10^4 \times 0.1} \times (2 + 0.76 \times 2) = 0.015 \text{ m.}$$

❖ **Sollicitations ultimes corrigées pour le calcul en flexion composée :**

$N_u = 3.13 \text{ KN}$

$M_u = N_u (e_{1+} + e_2) = 3,13 (0,23 + 0,015) = 0.77 \text{ KN.m}$

$e_0 = e_1 + e_2 = 0,23 + 0,015 = 0,245 \text{ m}$

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.245 + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.275m$$

$$M_{uA} = N_{uA} \cdot e_A \Rightarrow M_{uA} = 3.13 \times 0.275 = 0.86KN.m$$

C. Sollicitations à l'ELS et ferrailage :

- Effort normal : $N_{ser} = W_p = 2.317 \text{ KN}$.

- Moment fléchissant : $M_{ser} = F_p H = 0.74 \cdot 0.6 = 0.444 \text{ KN.m}$

$$e_{0ser} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.444}{2.317} = 0.19 \text{ m}$$

❖ Sollicitations ramenées au centre de gravité des aciers tendues :

$$e_A = e_{0ser} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = 0.19 + \left(0.08 - \frac{0.1}{2}\right) = 0.22m$$

$$M_{serA} = N_{ser} \cdot e_a \Rightarrow M_{serA} = 2.317 \times 0.22 = 0.51KN.m$$

❖ Moment réduit de référence à l'état limite ultime :

$$\mu_{bc} = 0.8 \frac{h}{d} \left(1 - 0.4 \frac{h}{d}\right) = 0.8 \frac{0.1}{0.08} \left(1 - 0.4 \frac{0.1}{0.08}\right) = 0.5$$

❖ Moment réduit agissant :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b_0 \cdot d^2 f_{bu}} = \frac{0.86 \times 10^3}{100 \times (8)^2 \times 14.2} = 0.009$$

$\mu_{bu} = 0.009 < \mu_{bc} = 0.5 \Rightarrow$ section partiellement tendue

Donc le calcul se fait en flexion simple.

❖ Calcul des aciers en flexion simple :

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{0.86}{0.51} = 1.69$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1.69 + 49 \times 25 \times 1 - 3050] \times 10^{-4} + 0.399$$

$$\mu_{bu} = 0.009 < \mu_{lu} = 0.399 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,009 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d \cdot (1 - 0,6\mu_{bu}) = 8 \cdot (1 - 0,6 \cdot 0,009) = 7,96 \text{ cm}$$

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

$$\text{Section d'acier : } A_{st} = \frac{M_{ua}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{0,86 \times 10^3}{7,96 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Armatures en flexion composée :

$$A' = 0$$

$$A = A_{st} - \frac{N_u}{f_{ed}} = 0,31 - \frac{3,13 \times 10}{348} = 0,22 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

❖ Section minimale :

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

$A_{min} = 0,966 \text{ cm}^2$ On a donc $A \leq A_{min} \Rightarrow$ On adopte un ferrailage constructif **4T8**

$$A_r = 2,01 \text{ cm}^2 \text{ espacé de } 20 \text{ cm}$$

Les armatures de répartitions A_r :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,50 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \text{on adopte } \mathbf{3\phi 6} \text{ avec } A_r = 0,85 \text{ cm}^2$$

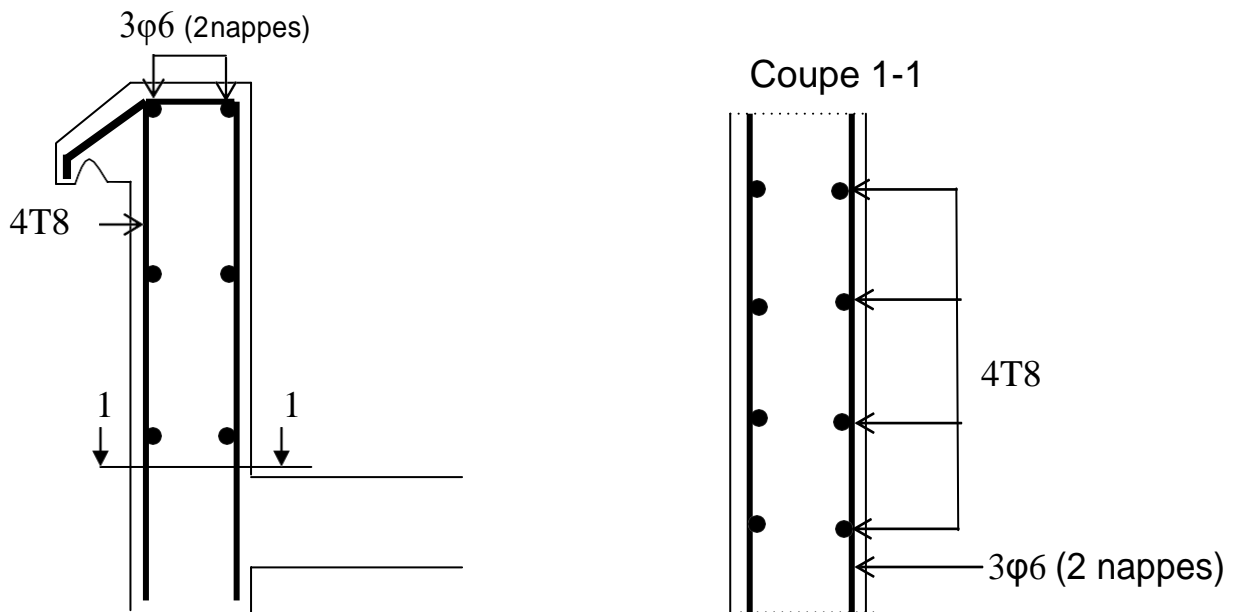


Figure. IV.6. Schéma de ferrailage d'acrotère

D. Vérification des contraintes : Fissuration préjudiciable

Il faut que : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 0.6f_{c28}$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

$$\text{Avec } \alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}} \right) = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,009} \right) = 0,011$$

$$\gamma = \frac{M_{uA}}{M_{serA}} = \frac{0,86}{0,51} = 1,69$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,69 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,58$$

On a donc :

$$\alpha = 0,011 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,58$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} \rightarrow \text{C.V}$$

$$\Rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{2}{3} f_e = 266.66 \text{ MPa} \\ \max \left\{ \begin{array}{l} 200 \text{ MPa} \\ 110 \sqrt{1.6 f_{t28}} \end{array} \right. \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15. k. (d - y_1)$$

$$K = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0.444 \times 10^{-3}}{\frac{100.10^3}{12} \times 10^{-8}} = 5.328 \text{ MN. m}^3$$

$$y_1 = -E + \sqrt{E^2 + F}$$

$$E = \frac{15. A}{b} = \frac{15 \times 2.01}{100} = 0.315$$

$$F = \frac{30. A. d}{b} = \frac{30 \times 2.01 \times 8}{100} = 4.82$$

$$y_1 = -0.315 + \sqrt{0.315^2 + 4.82} = 1.90 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 15. k. (d - y_1) = 15 \times 5.328(0.08 - 0.019) = 4.88 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 4.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 200 \text{ MPa} \rightarrow \text{CV}$$

E. Vérification de l'effort tranchant :

$$V_{max} = F_p = 0.74 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b. d} = \frac{0.74 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} = 0.00925 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} 0.2 \frac{25}{1.5} \\ 5 \text{ MPa} \end{array} \right. = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

On a donc :

$$\tau_u = 0.00925 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

IV.2. ETUDE DES ESCALIERS :

Un escalier est une succession de gradins, il sert à relier deux niveaux différents d'une construction, l'assemblage de ces gradins donne un ensemble appelé escalier. L'escalier est calculé à la flexion simple.

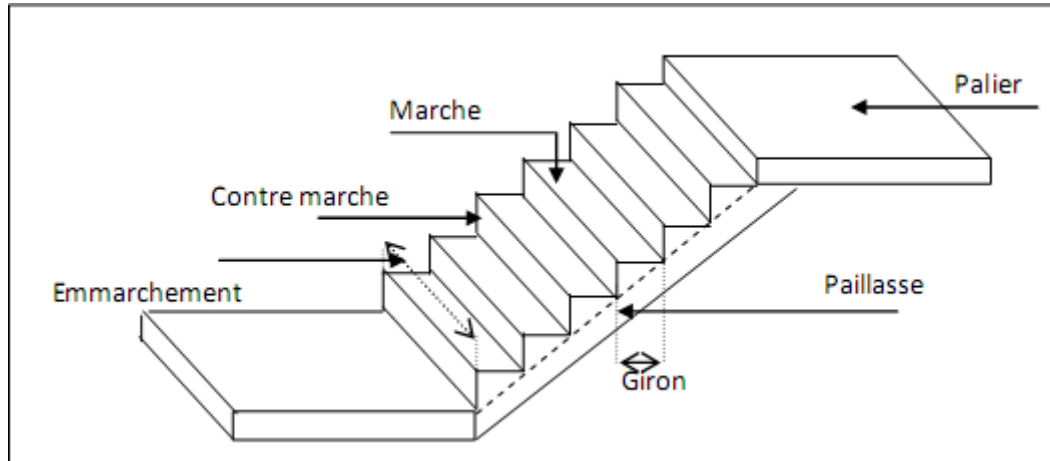


Figure IV.7: schéma d'un escalier

IV.2.1. Prédimensionnement :

L'étude d'un escalier nécessite le respect de certains facteurs :

- ✓ Il doit être agréable à l'œil
- ✓ facilité à gravir sans fatigue

Pour cela on utilise généralement la formule de "BLONDEL" :

$$59 \leq 2h+g \leq 66 \text{ (cm)}$$

h : Hauteur de la contremarche

g : La longueur de la marche

on prend généralement : **$h=17 \text{ cm}$**

$$\Rightarrow 25 \leq g \leq 32 \text{ (cm)}$$

Alors, on prend : **$g=30 \text{ cm}$**

- ✓ La hauteur de l'étage $h_e = 3.06\text{m}$
- ✓ Le nombre de contre – marches: $n = \frac{h_e}{2 \times h} = \frac{306}{2 \times 17} = 9$ contre – marches par volée.
- ✓ L'angle d'inclinaison :

$$\text{tg} \alpha = \frac{17}{30} = 0,56 \Rightarrow \alpha = 29,54^\circ \Rightarrow \text{cos} \alpha = 0.87$$

L'épaisseur de palier: $\frac{L}{20} \leq e \leq \frac{L}{15}$ avec L : la longueur de la foulée

$$L = g \times (n - 1) = 0.3 \times (9 - 1) = 2,40m$$

$$\frac{240}{20} \leq e \leq \frac{240}{15} \Rightarrow 12 \leq e \leq 16$$

Donc e=15 cm

✓ L'épaisseur de la paillasse : e =15 cm

✓ L'embranchement : 1,30 m

IV.3.2 Descente des charges (escalier) :

❖ volée :

	G (KN/m ²)
1) Carrelage horizontale (2cm)	0,44KN/m ²
2) Mortier de pose horizontale (2 cm)	0,40 KN/m ²
3) Carrelage verticale (2cm) = $22 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$	0,25KN/m ²
3) Mortier de pose verticale (2 cm) = $20 \times 0,02 \times \frac{17}{30}$	0,23KN/m ²
5) Poids propre de la Paillasse = $25 \times \frac{0,15}{0,87}$	4,31KN/m ²
6) poids propre de la marche = $25 \times \frac{0,17}{2}$	2,12KN/m ²
7) Enduit en ciment : $18 \times 0,02$	0,36 kN/m ²
8) Garde corps	1KN/m ²
Total charges permanentes (G) =	9,11 KN/m ²
Total charges d'exploitation (Q)=	2,5 KN/m ²

Tableau IV.3 : Charges de volée

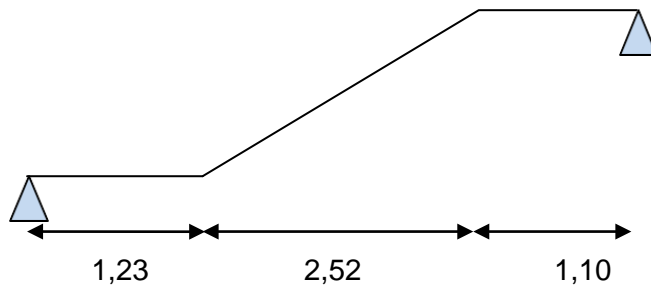
❖ Palier :

	G (KN/m ²)
1) Carrelage (2cm)=22 0.02	0.44 KN/m ²
2) Mortier de pose (2cm)= 20 0.02	0.40 KN/m ²
3) Palier (15cm) =25 0.15	3.75 KN/m ²
3) Enduit en ciment (2cm) = 18 0.02	0.36 KN/m ²
Total charges permanentes (G) =	4,95 KN/m ²
Total charges d'exploitation (Q)=	2,5 KN/m ²

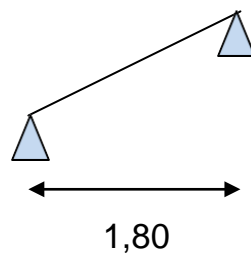
Tableau IV.4 : Charges de palier

IV.3.3 Types d'escalier :

❖ Type 01 : S/Sol \Rightarrow RDC



❖ Type 02 : RDC \Rightarrow 1^{ère} étage



❖ Type 03 : Etage courant

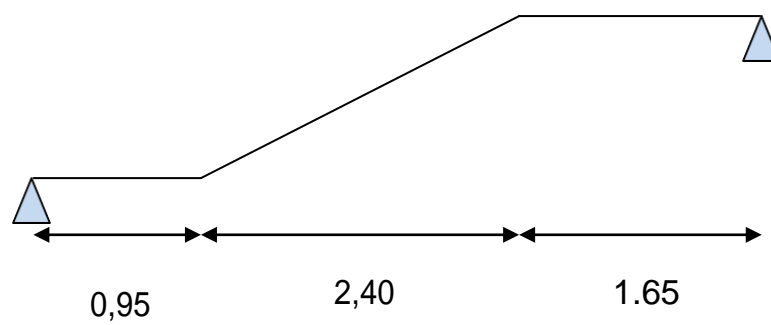


Figure IV.8: schéma statiques d'escalier

❖ Exemple de calcul type 03 :

IV.3.4 Combinaison d'actions :

	G (KN/ m ²)	Q (KN/m ²)	q _u = (1.35 G + 1.5 Q) (KN/ml)	q _s (G + Q) (KN/ml)
Volée	9.11	2.5	16.05	11.61
	G (KN/m)	Q (KN/m)	q _u = (1.35 G + 1.5 Q)	q _s = (G + Q)
Palier	4.95	2.5	10.43	7.45

Tableau IV.5 combinaison des charges

$$\frac{q_{vu} - q_{pu}}{q_{vu}} = \frac{16,05 - 10,43}{16,05} = 0,35 > 10\% = 0,10 \text{ C.V}$$

IV.3.5 Calcul des sollicitations :

A. E.L.U :

❖ Détermination des réactions :

$$q_p = 10,43 \text{KN/ml} \quad q_v = 16,05 \text{KN/ml} \quad q_p = 10,43 \text{KN/ml}$$

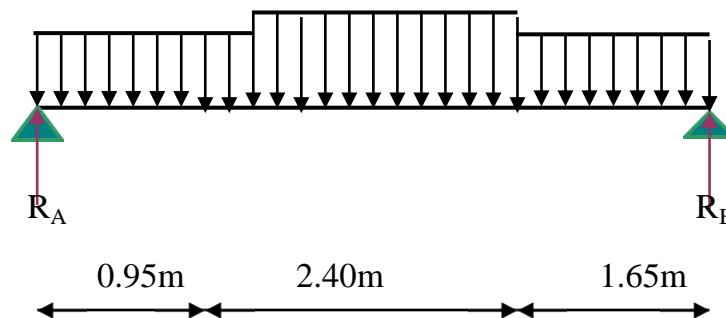


Figure : IV.9: Schéma statique escalier type (3)

$$\begin{aligned} \Sigma F/y = 0 &\Rightarrow R_A + R_B - q_p \cdot (1,65 + 0,95) - q_v \cdot 2,4 = 0 \\ &\Rightarrow R_A + R_B = (10,43 \times 2,6) + (16,05 \times 2,4) = 65,63 \text{KN}. \end{aligned}$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 5 - q_v \times (2,4) \times \left[\frac{2,4}{2} + 0,95 \right] - q_p \times (1,65) \times \left[\frac{1,65}{2} + 2,4 + 0,95 \right] - q_p \times \frac{(0,95)^2}{2} = 0$$

$$\Sigma M/A = 0 \Rightarrow R_B \times 5 - 5,16 \times q_v - 6,88 \times q_p - 0,45 \times q_p = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 31,85 \text{ KN. Et } R_A = 33,78 \text{ KN.}$$

❖ Calcul des moments isostatiques et efforts tranchants :

$$0 \leq x \leq 0,95$$

$$M(x) = R_A \cdot x - q_p \cdot \frac{x^2}{2} \quad \begin{cases} M(0) = 0 \text{ KN.m} \\ M(0,95) = 27,38 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(x) = 33,78 \times x - 10,43 \cdot \frac{x^2}{2}$$

$$V(x) = R_A \cdot x - q_p \cdot x \quad \begin{cases} v(0) = 33,78 \text{ KN.m} \\ v(0,95) = 23,87 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V(x) = 33,78 - 10,43 \times x$$

$$0,95 \leq x \leq 3,35$$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \times 0,95 \times \left(x - \frac{0,95}{2} \right) - q_v \times \frac{(x - 0,95)^2}{2} \quad \begin{cases} M(0,95) = 27,38 \text{ KN.m} \\ M(3,35) = 38,45 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M(x) = 33,78 \times x - 10,43 \times 0,95 \times \left(x - \frac{0,95}{2} \right) - 16,05 \times \frac{(x - 0,95)^2}{2}$$

$$V(x) = R_A - q_p \times 0,95 - q_v \times (x - 0,95)$$

$$\begin{cases} v(0,95) = 23,87 \text{ KN.m} \\ v(3,35) = -14,64 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V(x) = 33,78 - 10,43 \times 0,95 - 16,05 \times (x - 0,95)$$

$$3,35 \leq x \leq 5$$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \times 0,95 \times \left(x - \frac{0,95}{2} \right) - q_v \times 2,4 \left(x - 0,95 - \frac{2,4}{2} \right) - q_p \times \frac{(x - 3,35)^2}{2}$$

$$M(x) = 33,78 \times x - 10,43 \times 0,95 \left(x - \frac{0,95}{2}\right) - 16,05 \times 2,4 \left(x - 0,95 - \frac{2,4}{2}\right) - 10,43 \times \frac{(x - 3,35)^2}{2}$$

$$\begin{cases} M(3,35) = 38,45 \text{ KN.m} \\ M(5) = 0 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V(x) = R_A - q_p \times 0,95 - q_v \times 2,4 - q_p(x - 3,35)$$

$$\begin{cases} v(3,35) = -14,64 \text{ KN.m} \\ v(5) = -31,85 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$V(x) = 33,78 - 10,43 \times 0,95 - 16,05 \times 2,4 - 10,43(x - 3,35)$$

Le point du moment maximal coïncide avec le point d'effort tranchant nul.

$$0,95 \leq x \leq 3,35$$

$$M(x) = R_A \times x - q_p \times 0,95 \times \left(x - \frac{0,95}{2}\right) - q_v \times \frac{(x - 0,95)^2}{2}$$

$$M'(x) = \frac{dM(x)}{dx} = 0 \Leftrightarrow V(x) = 0 \Rightarrow V(x) = R_A - q_p \times 0,95 - q_v \times (x - 0,95) = 0$$

$$\Rightarrow V(x) = 33,78 - 10,43 \times 0,95 - 16,05 \times (x - 0,95) = 0$$

$$\Rightarrow x = 2,44\text{m}$$

D'où :

$$M_{max} = M(2,44) = 33,78 \times 2,44 - 10,43 \times 0,95 \times \left(2,44 - \frac{0,95}{2}\right) - 16,05 \times \frac{(2,44 - 0,95)^2}{2}$$

$$\Rightarrow M_{max} = 45,13 \text{ KN.m}$$

On doit considérer un encastrement partiel au niveau des appuis

- **Moment en travée :** $M_t = 0,8 M_{max} = 0,8 \times 45,13 = 36,104 \text{ KN.m}$

- **Moment en appui :** $M_a = 0,3 M_{max} = 0,3 \times 45,13 = 13,54 \text{ KN.m}$

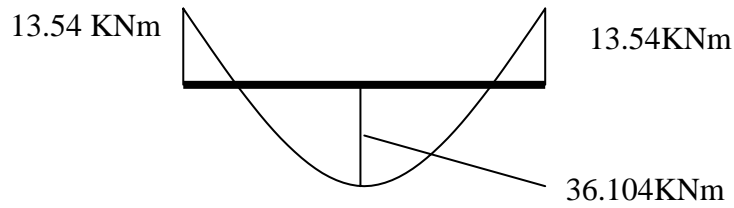


Figure : IV.10: diagramme des moments

IV.3.6. Ferrailage :

En travée : $M_t = 36,104 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire $(15 \times 100) \text{ cm}^2$ en fissuration peu nuisible.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{16,05}{11,61} = 1,38$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1,38 + 49 \times 25 \times 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,292$$

$$d = 0,9h \quad \Rightarrow \quad d = 0,9(15) = 13 \text{ cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_t}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{36,104 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,150$$

$$\mu_{bu} = 0,150 < \mu_{lu} = 0,292 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,150 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0,6 \times 0,150) = 11,83 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

$$\text{Section d'acier : } A_t = \frac{M_t}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{36,104 \times 10^3}{11,83 \times 348} = 8,77 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{min} = 0.23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 13 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = 8,77 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

On adoptera $A = 8,77 \text{ cm}^2$

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

$S_t = 10\text{cm} < 33\text{cm}$

Choix des barres : **9T12** ($A = 10.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$)

❖ **Les armatures de répartitions** A_r

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{11,31}{4} = 2,83 \text{ cm}^2 \quad \longleftrightarrow \quad \text{Soit : } \mathbf{5T 10 e = 20\text{cm}} \quad (A_r = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml})$$

En appuis : $M_a = 13,54 \text{ KN.m}$

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m de largeur, section rectangulaire

$(15 \times 100) \text{ cm}^2$ en fissuration peu nuisible.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{10,43}{7,45} = 1,4$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \dots \text{pour } FeE400$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1,4 + 49 \times 25 \times 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0.299$$

$$d = 0,9h \quad \Rightarrow d = 0,9(15) = 13\text{cm}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{13,54 \times 10^3}{100 \times 13^2 \times 14,2} = 0,056$$

$$\mu_{bu} = 0,056 < \mu_{lu} = 0.299 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$$\mu_{bu} = 0,056 < 0,275 \Rightarrow \text{La méthode simplifiée.}$$

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 13 \times (1 - 0,6 \times 0,056) = 12,56 \text{ cm}$$

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

$$\text{Section d'acier: } A_a = \frac{M_a}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{13,54 \times 10^3}{12,56 \times 348} = 3,10 \text{ cm}^2/\text{m}$$

❖ **Condition de non fragilité:**

$$A_{min} = 0,23 \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \Rightarrow A_{min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \cdot 100 \cdot 13 = 1,57 \text{ cm}^2$$

$$A = 3,10 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1,57 \text{ cm}^2$$

On adoptera **A = 3.10 cm²/ml**

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

S_t = 10cm < 33cm

Choix des barres : **9T10 (A = 7.07cm²/ml)**

❖ **Les armatures de répartitions A_r :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{7,07}{4} = 1,77 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad \longleftrightarrow \quad \text{soit : } 5\text{T8 e } 20\text{cm (A = 2,51 cm}^2/\text{ml)}$$

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

$$V_{max} = R_B = 31,85 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \cdot d} = \frac{31,85 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} \Rightarrow \tau_u = 0,25 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,060f_{cj}}{\gamma_b} = \frac{0,06 \times 25}{1,5} = 1MPa \\ 1,5MPa \end{array} \right. \Rightarrow \bar{\tau}_u = 1MPa$$

On a donc :

$\tau_u = 0,25MPa < \bar{\tau}_u = 1MPa \rightarrow C.V$ donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

❖ Vérification des contraintes :

Il faut vérifier :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28}$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \geq \alpha$$

En travée :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,150}) = 0,204$$

$$\gamma = 1,38$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,38 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44$$

On a donc :

$$\alpha = 0,204 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44 \\ \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow C.V$$

En appui :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,056}) = 0,058$$

$$\gamma = 1,4$$

$$\frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = \frac{1,4 - 1}{2} + \frac{25}{100} = 0,45$$

On a donc :

$$\alpha = 0,058 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,45 \\ \Rightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow C.V$$

Pour le ferrailage des escaliers type 1, nous adoptons la même démarche de calcul effectuée précédemment, les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

		Type1	Type2	Type 3
R_A (KN)	ELU	32.19	14.45	33.78
R_B (KN)	ELU	32.56	14.45	31,85
M_{max} (KN.m)	ELU	42.77	6.5	45.13
$M_{t max}$ (KN.m)	ELU	34.22	5.2	36.104
$M_{a max}$ (KN.m)	ELU	12.83	1.95	13.54
T_{max} (KN)	ELU	32.19	14.45	33,78
Sections calculées en travée		8,22	1,57	8,77
Choix des barres		9T12	9T12	9T12
Sections adoptées		11,31	11,31	11,31
Les armatures de répartition		5T10	5T10	5T10
Sections calculées sur appui		2,92	1,57	3.10
Choix des barres		9T10	/	9T10
Sections adoptées		7,85	/	7,85
Les armatures de répartition		5T8	/	5T8

Tableau IV.6 : ferrailage des escaliers

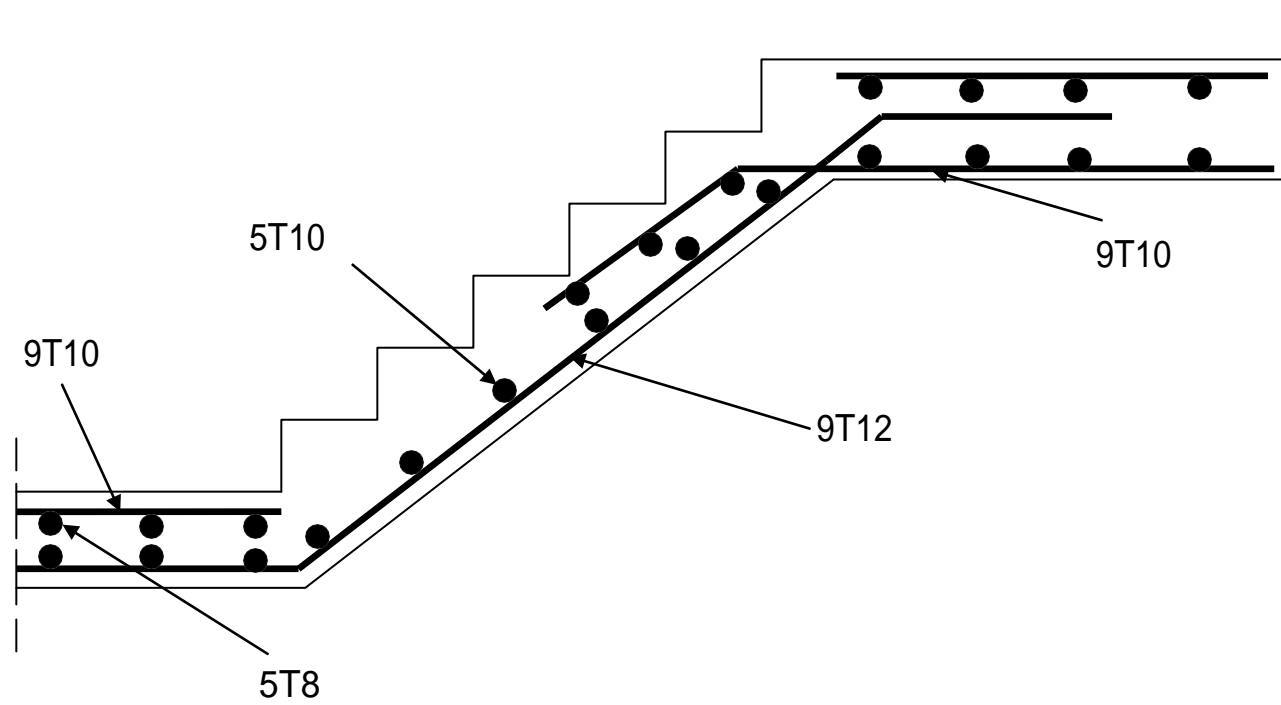


Figure IV.11 : ferrailage de l'escalier type 3

IV.3 Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil destiné à faire monter ou descendre verticalement des personnes ou des chargements, aux différents étages d'un bâtiment. Il représente un avantage car il permet la principale forme de circulation verticale dans les bâtiments supérieurs à cinq étages.

La terrasse de la cage d'ascenseur est coulée en béton armé et à une épaisseur 20 cm Le poids propre de l'ascenseur est estimé à **14,3 kN/m²** pour le type GeN2 Confort cie OTIS (630 kg plus 8 personnes avec 100 kg 1personne).

IV.4.1 Descente de charge :

- ❖ Charges permanentes :
- ✓ $G = 14,3 + 25 \times 0,20 = 19,3 \text{ KN/m}^2$
- ❖ Charge d'exploitation :
- ✓ $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

IV.4.2 sollicitations :

$$p_u = (1,35 \times G) + (1,5 \times Q) + (1,35 \times 19,3) + (1,5 \times 3,5) = 31,31 \text{ KN/m}^2$$

$$p_{ser} = G + Q = 19,3 + 3,5 = 22,8 \text{ KN/m}^2$$

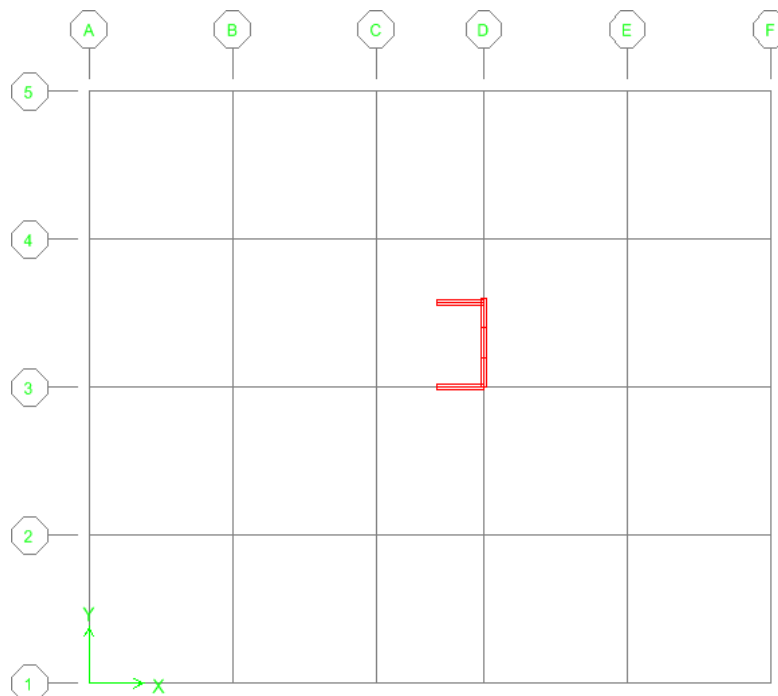


Figure IV.12 : Vue en plan de la dalle d'ascenseur

IV.4.3 ferrailage :

Notre dalle d'ascenseur est appuyée sur 3 voiles :

Calcul de la dalle: $L_X = 1,65\text{m}$ $L_Y = 2,85\text{ m}$

$$\alpha = \frac{L_X}{L_Y} = \frac{1,65}{2,85} = 0,58 > 0,4 \quad \text{la dalle travail dans les deux sens.}$$

$$M_{ox}^u = \mu_x \times P_u \times l_x^2 \qquad M_{ox}^s = \mu_x \times P_s \times l_x^2$$

$$M_{oy}^u = \mu_y \times M_{ox}^u \qquad M_{oy}^s = \mu_y \times M_{ox}^s$$

Lx(m)	Ly(m)	α	ELU				ELS			
			μ_x	μ_y	M_{ox}^u (KNm)	M_{oy}^u (KN.m)	μ_x	μ_y	M_{ox}^s (KNm)	M_{oy}^s (KN.m)
1,65	2,85	0,58	0,0885	0,453	7,54	3,42	0,0838	0,279	5,20	1,45

Tableau IV.7 Sollicitations sur la dalle de la machine

Moment retenu :

En travée :

$$M_{tx} = 0,75 \times M_{ox} = 5,66\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,75 \times M_{oy} = 2,75\text{KN.m}$$

En appui :

$$M_{tx} = 0,5 \times M_{ox} = 3,77\text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,5 \times M_{oy} = 1,71\text{KN.m}$$

Le calcul se fait en flexion simple pour une section rectangulaire (1m x h).

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{q_u}{q_{ser}} = \frac{31,31}{22,8} = 1,377$$

$$10^4 \mu_{lu} = \left[3440 \cdot \theta \cdot \gamma + 49 \cdot f_{c28} \frac{1}{\theta} - 3050 \right] \dots \dots \text{pour FeE400}$$

$$\mu_{lu} = [3440 \times 1 \times 1,37 + 49 \times 25 \times 1 - 3050] \times 10^{-4} = 0,2888$$

$$d=0,9h \quad \Rightarrow d=0,9(20)=0,18m$$

En travée :

➤ Selon X : $M_{tx} = 5,66 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{tx}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{5,66 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,012$$

$$\mu_{bu} = 0,012 < \mu_{lu} = 0,2888 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).
 $\mu_{bu} = 0,012 < 0,275 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 18 \times (1 - 0,6 \times 0,012) = 17,87 \text{ cm}$$

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

$$\text{Section d'acier: } A_{ap} = \frac{M_{tx}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{5,66 \times 10^3}{17,87 \times 348} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{m}$$

➤ Selon Y : $M_{ty} = 2,57 \text{ KN.m}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{2,57 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,006$$

$$\mu_{bu} = 0,006 < \mu_{lu} = 0,2888 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu_{bu} = 0,006 < 0.275 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6 \cdot \mu_{bu}) = 18 \times (1 - 0.6 \times 0,006) = 17,94 \text{ cm}$$

$$f_{ed} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{Section d'acier: } A_{tr} = \frac{M_{ty}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{2,57 \times 10^3}{17,94 \times 348} = \mathbf{0,41 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

En appui

➤ Selon X: $M_{ax} = \mathbf{3,77 \text{ KN.m}}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ax}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{3,77 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,008$$

$$\mu_{bu} = 0,008 < \mu_{lu} = 0.2888 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).

$\mu_{bu} = 0,008 < 0.275 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0.6 \cdot \mu_{bu}) = 18 \times (1 - 0.6 \times 0,008) = 17,91 \text{ cm}$$

$$\text{Section d'acier: } A_{ap} = \frac{M_{ax}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{3,77 \times 10^3}{17,91 \times 348} = \mathbf{0,60 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

➤ Selon Y: $M_{ay} = \mathbf{1,71 \text{ KN.m}}$

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1,71 \times 10^3}{100 \times 18^2 \times 14,2} = 0,004$$

$$\mu_{bu} = 0,004 < \mu_{lu} = 0.2888 \Rightarrow A' = 0$$

Le béton résiste seul à la compression (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires).
 $\mu_{bu} = 0,004 < 0,275 \Rightarrow$ La méthode simplifiée.

$$Z_b = d(1 - 0,6 \cdot \mu_{bu}) = 18 \times (1 - 0,6 \times 0,004) = 17,95 \text{ cm}$$

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

$$\text{Section d'acier: } A_{tr} = \frac{M_{ty}}{Z_b \times f_{ed}} = \frac{1,71 \times 10^3}{17,95 \times 348} = \mathbf{0,27 \text{ cm}^2/\text{m}}$$

Sections minimales des armatures :

➤ Selon y :

Pour l'acier $f_e E 400$

$$A_{ymin} = 0,08 \cdot h = 0,8 \times 20 = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{ty} = 0,41 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on adopte } \mathbf{A_{ty} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{ay} = 0,27 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{ymin} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on adopte } \mathbf{A_{ay} = 1,6 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

➤ Selon x :

$$A_{xmin} = \frac{3 - \alpha}{2} \times A_{ymin} = \frac{3 - 0,58}{2} \times 1,6 = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_{tx} = 0,91 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on adopte } \mathbf{A_{tx} = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$A_{ax} = 0,60 \text{ cm}^2/\text{ml} < A_{xmin} = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{on adopte } \mathbf{A_{ax} = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

Choix des diamètres :

Choix des diamètres :

Il faut que

$$\Phi < \frac{h}{10} \text{ (}\Phi \text{ et } h \text{ en mm)} \Rightarrow \Phi < \frac{200}{10} = 20 \text{ mm}$$

Choix des aciers et espacement maximum des armatures S_t :

➤ Sens L_x :

$$➤ A_{tx} = 1,94 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3.h \\ 33\text{cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 3.20 = 60\text{cm} \\ 33\text{cm} \end{cases}$$

$$S_{tmax} = 33\text{cm}$$

Choix des barres T 12, esp = 15 cm

❖ **Chapeau :**

$$A_{ax} = 1,94\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres T 12, esp = 15 cm

➤ Sens L_y

$$A_{ty} = 1,6\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 4.h \\ 45\text{cm} \end{cases}$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 4.20 = 80\text{cm} \\ 45\text{cm} \end{cases}$$

$$S_{tmax} = 45\text{cm}$$

Choix des barres T 12, esp = 15 cm

❖ **Chapeau :**

$$A_{ay} = 1,6\text{cm}^2/\text{ml}$$

Choix des barres T 12, esp = 15 cm

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

$$V_{ux} = \frac{P_U \times L_X}{2} \times \frac{1}{1 + \alpha/2} = \frac{31,31 \times 1,65}{2} \times \frac{1}{1 + 0,58/2} = 26,61.4\text{KN}$$

$$V_{uy} = \frac{P_U \times L_Y}{3} = \frac{31,31 \times 2,58}{3} = 26,93\text{KN}$$

$$V_u \leq 0,07 \times f_{c28} \times b \times d / \gamma_b \text{ (BAEL 91 A. 5.2)}$$

$$V_u \leq 0,07 \times 25 \times 1 \times 1 \times 0,18 / 1,5$$

$$26,61 \times 10^{-3} \leq 0,21 \text{ MN} \quad \text{CV}$$

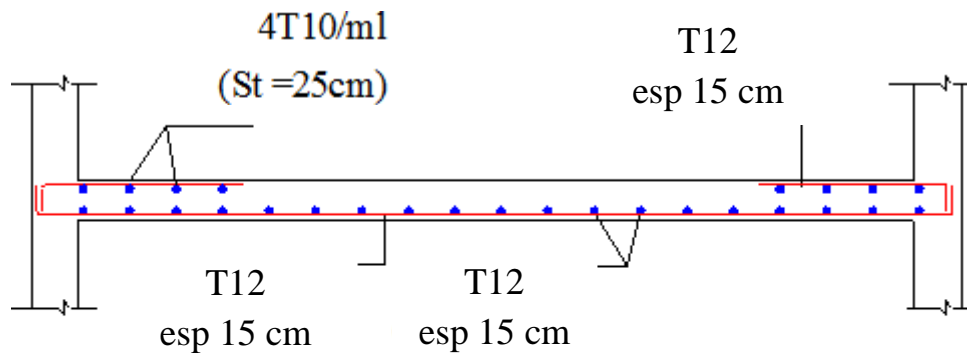
$$26,93 \times 10^{-3} \leq 0,21 \text{ MN} \quad \text{CV}$$

Donc les armatures de l'effort tranchant ne sont pas nécessaires

Ferraillage final:

Sens	position	As (cm ²)	As adopté (cm ²)
X-X	Travée	1,94	T12 esp 15 cm
	Appuis	1,94	T12 esp 15 cm
Y-Y	Travée	1,6	T12 esp 15 cm
	Appuis	1,6	T12 esp 15 cm

Tableau IV.8 Ferraillage final de la dalle de machine



sens X-X et Y-Y

Figure IV.13 : ferraillage de la dalle de machine

IV.5 Conclusion :

L'étude des éléments non structuraux est faite, l'étape prochaine correspond à l'étude dynamique et modélisation de l'ouvrage.

CHAPITRE V
Etude sismique

V.1 Introduction :

Les constructions sont généralement considérées « parasismiques » lorsqu'elles sont conformes aux règles parasismiques en vigueur. L'application des règles parasismiques est indispensable car elle assure la sécurité des biens et des personnes et limite d'une manière importante l'ampleur des dommages sismiques.

Le calcul sismique a pour but l'évaluation de forces horizontales extérieures engendrées par un effort sismique pour chaque niveau de la structure et l'estimation des valeurs caractéristiques les plus défavorables de la réponse sismique.

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul des forces sismiques ont été proposées parmi lesquelles on distingue trois méthodes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode dynamique modale spectrale.
- La méthode dynamique par accélogrammes.

V.1.1. Méthode statique équivalente :

Cette méthode est basée sur le remplacement des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Pour l'application de cette méthode on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant le règlement parasismique algérien (RPA99 V2003).

V.1.2. Méthode dynamique modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

Le principe est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul, ces effets sont ensuite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

V.1.3. Méthode dynamique par accélérogrammes:

Cette méthode peut être utilisée au cas par cas un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix de séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.2. Choix de la méthode :

Dans notre cas l'application de la méthode statique équivalente n'est pas admise car, les conditions de son application (article 4.1.2.RPA) ne sont pas totalement réunies.

Il faut donc utiliser **la méthode dynamique modale spectrale** en utilisant le spectre de réponse définis dans le RPA99 V 2003.

V.3-Calcul de la force sismique totale par la méthode statique équivalente:

D'après (l'Art 4.2.3 de RPA99 /version2003) La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V \text{ statique} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
- D : Facteur d'amplification dynamique moyen.
- Q : Facteur de qualité.
- R : Coefficient de comportement.
- W : Poids total de la structure.

a. Classification du site :

Selon le RPA99V2003 (tableau 3.2) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Dans l'absence du rapport géotechnique, on suppose que le sol est un **sol meuble**.

b. Coefficient d'accélération de zone (A):

Il est donné par le tableau (4.1) du RPA99/version2003, en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Zone	Groupe d'usage	Coefficient (A)
I	02	0,15

Tableau (V.1) : Coefficient d'accélération de zone(A).

c. Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Il est en fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période (T).

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

c.1-Facteur de correction d'amortissement (η):

Il est donné par la formule (4.3) du RPA99/version2003 :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0,7$$

Remplissage	Portiques	Pourcentage d'amortissement (ξ)
Dense	en béton armé	7%

Tableau(V.2) : pourcentage d'amortissement critique (ξ).

Avec : ξ (%) le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de construction et de l'importance des remplissages donné par le tableau (4.2) du RP99/v2003.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+10}} = 0,764 > 0,70$$

c.2-Périodes caractéristiques (T1, T2) :

Les périodes caractéristiques associées à la catégorie du site sont déterminées dans le tableau (4.7) du RPA 99/v2003.

Site	T ₁ (s)	T ₂ (s)
S3	0,15	0,5

Tableau(V.3) : Périodes caractéristiques (T1, T2).

Estimation de la période fondamentale (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques. La formule empirique est donnée par le RPA 99/V2003 :

$$T = C_T h_N^{(3/4)} \quad (4-6)$$

Avec : h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N). $h_N = 37,22\text{m}$.

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le tableau (4.6) du RPA 99/V2003.

Système de contreventement	Coefficient (C_T)
Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé	0,05

Tableau(V.4) : Coefficient C_T .

$$T = 0,05 \times 37,22^{(3/4)} \Rightarrow T = 0,753\text{s}$$

Dans notre cas on peut également utiliser la formule donnée par le RPA 99/V2003 :

$$T = 0,09 h_N / \sqrt{d}$$

d : Est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

$$\text{Sens transversal : } T_y = 0,09 \times 37,22 / \sqrt{23,75} = 0,687\text{s}$$

$$\text{Sens longitudinal : } T_x = 0,09 \times 37,22 / \sqrt{30} = 0,612\text{s}$$

D'après le RPA 99/v2003, la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules précédentes.

$$T = \min \{ C_T \cdot h_N^{3/4}; 0,09 \cdot h_N / \sqrt{D} \}$$

Alors on prend $T_y = 0,687\text{s}$ et $T_x = 0,612\text{s}$.

$$\text{on a } \begin{cases} T_2 \leq T_x \leq 3,0\text{s} \\ T_2 \leq T_y \leq 3,0\text{s} \end{cases} \Rightarrow D = 2,5 \eta (T_2/T)^{(2/3)}$$

$$\text{- Sens longitudinal : } D_x = 2,5 \times 0,664 \left(\frac{0,5}{0,687} \right)^{(2/3)} \Rightarrow D_x = 1,545$$

$$\text{- Sens transversal : } D_y = 2,5 \times 0,764 \left(\frac{0,5}{0,612} \right)^{(2/3)} \Rightarrow D_y = 1,669$$

d. Coefficient de comportement global de la structure (R) :

Sa valeur est donnée par le tableau (4.3) du RPA 99/v2003, en fonction du système de contreventement.

Système de contreventement	Coefficient (R)
Portiques contreventés par des voiles	5

Tableau (V. 5) : Coefficient de comportement global (R).

e. Facteur de qualité (Q) :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^5 P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA 99/v2003.

Critère "q"	P _q	
	Observé	N/ observé
1) Condition minimale sur les files de contreventement	0	0
2) Redondance en plan	0	0
3) Régularité en plan	0	0
4) Régularité en élévation	0	0,05
5) Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6) Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau (V.6): Valeurs des pénalités (p_q).

Donc le facteur de qualité Q: $Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,10) \Rightarrow Q = 1,2$

f. Poids de la structure :

Combinaison de calcul du poids total :

$$W_T = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

- W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.
- W_{Qi} : charges d'exploitation.
- β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau (4.5) du RPA 99/v2003

Type d'ouvrage	Coefficient de pondération β
bâtiment à usage d'habitant et commerce	0,20

Tableau (V.7):Coefficient de pondération β

Donc le poids total de la structure est donné par les résultats ROBOT $\rightarrow 73336,268\text{KN}$.

g. Calcul de la force sismique totale à la base:

$$V \text{ statique } x = (0,1 \times 1,545 \times 1,2/5) \times 73336,268 = 2719,31\text{kN}$$

$$V \text{ statique } y = \left(0,1 \times 1,669 \times \frac{1,2}{5}\right) \times 73336,268 = 2937,5 \text{ kN}$$

V.4-Méthode dynamique modale spectrale :

4.1-Conditions d'application de la méthode dynamique modale spectrale :

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

4.2- Modélisation :

Pour notre structure l'irrégularité en plan mène à un phénomène de torsion et comportant des planchers rigides, alors elle doit être représentée par un modèle tridimensionnel, encasté à la base et où les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers avec (03) DDL (2translation horizontales et une rotation au tour dz l'axe verticale).

4.3- Spectre de réponse :

L'action sismique est représentée par le spectre de calcul défini dans l'Art (4.3.3) du RPA 99/v2003 par les formules (4.13):

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 A (1 + (T/T_1)(2,5\eta(Q/R) - 1)) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A)(Q/R) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R}\right) \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\left(\frac{5}{3}\right)} & T_2 \leq T \leq T_2 \\ (2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\left(\frac{2}{3}\right)} \left(\frac{3}{T}\right)^{\left(\frac{5}{3}\right)} \left(\frac{Q}{R}\right) & T \leq 3,0s \end{cases}$$

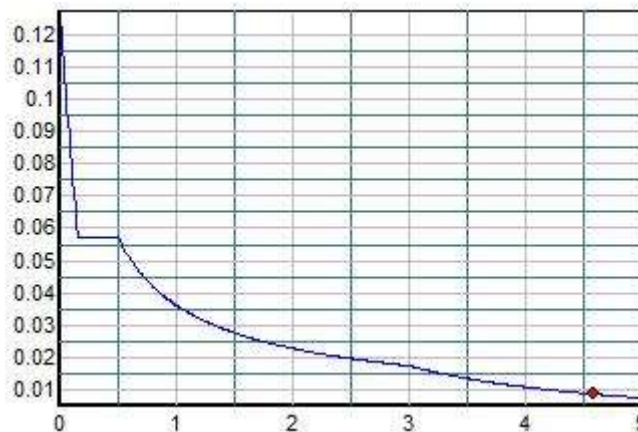


Fig. (V.1) : Spectre de réponse (RPA)

A: Coefficient d'accélération de zone. η : Facteur de correction d'amortissement.

ξ : Est le pourcentage d'amortissement critique. Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure.

T_1 ; T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

Le spectre de réponse est défini par un mini logiciel (Spectre R.P.A.exe) programmé sur les formules ci-dessus permettant d'extraire le graphe du spectre qui va être introduit au logiciel utilisé Robot 2019.

4.4- Les étapes à suivre pour la modélisation de la structure sous robot 2019:

- Entrer la géométrie du modèle étudié.
- Spécifier les propriétés des matériaux utilisées.
- Définir les sections des éléments frames et les éléments Shell de l'ouvrage.
- Définir le spectre de réponse pour la structure.
- Définir les cas de charges (statiques, dynamiques) et les assigner aux nœuds et éléments.
- Définir les combinaisons d'action (sismique, ultime et service).
- Définir la masse source des planchers.
- Spécifier les conditions aux limites (appuis et diaphragme).
- Spécifier le nombre de mode à considérer.
- Démarrer l'exécution du problème, analyser les résultats obtenues selon les recommandations du RPA, apporter des corrections au modèle s'il ya lieu.

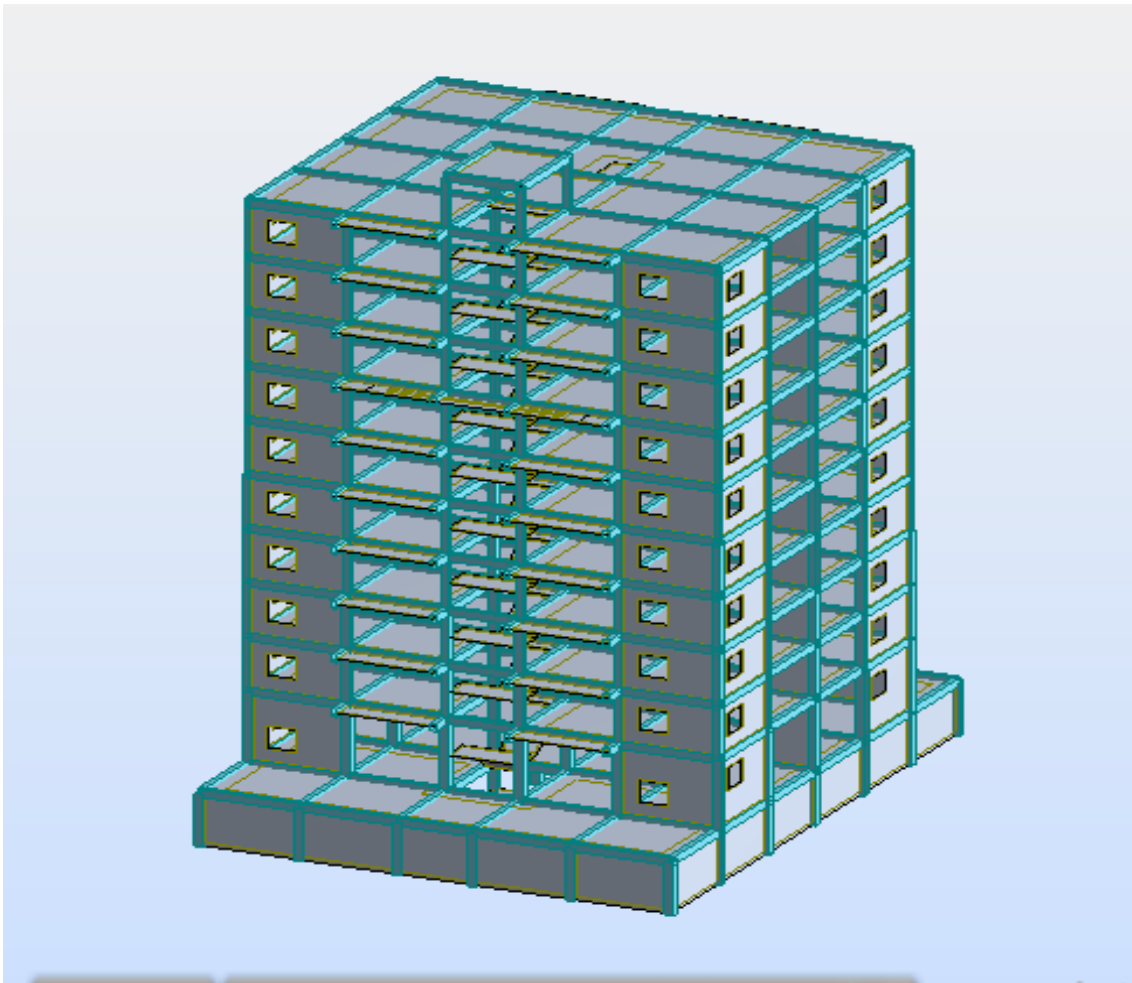


Fig. (V.2) : Structure vue (3D ROBOT).

V.5- Vérifications réglementaires selon le R .P.A:

5.1- Période fondamentale de la structure:

Selon l'Art (4.2.4) du RPA 99/v2003 les valeurs de T, calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles estimées à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_{\text{empirique}} = T_{.1, 3} > T_{\text{numérique}}$$

Suivant x : $T_{x .1, 3} = 1,3 \times 0,687 = 0,8931 \text{ s} > T_{\text{numérique}} = 0,77 \text{ s} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Suivant y : $T_{y .1, 3} = 1,3 \times 0,612 = 0,806 \text{ s} > T_{\text{numérique}} = 0,77 \text{ s} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

On a obtenu :

Output Case	Case Type	Step Type	Global F _x	Global F _y
Text	Text	Text	KN	KN
EX	LinRespSpec	Max	2184,71	6,047
EY	LinRespSpec	Max	6,047	2242,56

• **Tableau (V.8) : Réactions à la base (robot 2019)**

• **Vérification de l'effort sismique (Base Réactions) :**

Suivant x : $V_{DynamiqueX}=2184,71\text{kN}$

$V_{statiqueX}= 2719,31\text{ kN}$

$2184,71\text{kN} > 0,8 \cdot 2719,31 = 2175,45\text{kN}$ Condition vérifiée.

Suivant y : $V_{DynamiqueY}=2242,56\text{kN}$

$V_{statiqueY}=2787,50\text{kN}$

$2242,56\text{kN} > 0,8 \cdot 2787,5 = 2230,1\text{kN}$ Condition vérifiée.

5.2-Résultats du modèle numérique obtenu après avoir lancé les calculs (exécution du Problème), et justifications selon le R.P.A :

a) Participation modale (massique)

Mode	Période	UX	UY
1	0.775402	0.2241	62.3344
2	0.744239	63.1663	0.211
3	0.504895	0.004	0.0001
4	0.179384	0.2251	18.4144
5	0.173909	17.7482	0.2377
6	0.12118	0.0017	0.0006
7	0.115046	0.8544	0.0002
8	0.081334	0.0116	5.5767
9	0.075161	5.2384	0.0163
10	0.056816	0	0.0007

Tableau (V.9) : Participation de la masse modale effective.

Interprétation des résultats définis dans le tableau ci-dessus :

1)-**La période analytique** : $T_{dynamique} = 0,775\text{ s}$

2)-**Mode 1** On a une translation horiozntale suivant l'axe Y est de : $UY = 62.33\%$

3)-Mode 2 On a une translation horizontale suivant l'axe Y est de : UX =63.1663%

Déplacements latéraux inter- étage :

Selon l'Art (5.10) du RPA 99/v2003 les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage. D'après la formule (4.19), le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé comme suit : $\delta_K = R \cdot \delta_{eK}$

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

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau "K" par rapport au niveau " K-1 " :

$$\Delta_K = (\delta_K - \delta_{K-1}) \leq 1\% \cdot h_e$$

h_e : la hauteur d'étage.

On a : $R = 5$

Après analyse des résultats on obtient le tableau ci-dessous.

Déplacement des nœuds

Story	h(m)	sens -X			sens-Y			k adm	k < Δ_{kadm}
		δ_{ek} (m)	δ_k (m)	k(m)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	k(m)		
LOCAL	2.60	0.0105	0.0525	0.0045	0.0107	0.0535	0.0055	0.026	C.V
TERR	3.06	0.0096	0.048	0.0055	0.0096	0.048	0.0055	0.0306	C.V
9 EME	3.06	0.0085	0.0425	0.0055	0.0085	0.0425	0.006	0.0306	C.V
8 EME	3.06	0.0074	0.037	0.0055	0.0073	0.0365	0.006	0.0306	C.V
7 EME	3.06	0.0063	0.0315	0.0055	0.0061	0.0305	0.0055	0.0306	C.V
6 EME	3.06	0.0052	0.026	0.0055	0.005	0.025	0.0055	0.0306	C.V
5 EME	3.06	0.0041	0.0205	0.005	0.0039	0.0195	0.005	0.0306	C.V
4 EME	3.06	0.0031	0.0155	0.0045	0.0029	0.0145	0.0045	0.0306	C.V
3 EME	3.06	0.0022	0.011	0.004	0.002	0.01	0.0035	0.0306	C.V
2 EME	3.06	0.0014	0.007	0.0035	0.0013	0.0065	0.0035	0.0306	C.V
1 ERE	4.08	0.0007	0.0035	0.0025	0.0006	0.003	0.0025	0.0408	C.V
RDC	3.00	0.0002	0.001	0.001	0.0001	0.0005	0.0005	0.03	C.V

Tableau (V.10) : Vérification des déplacements inter étage

6.3. Nombre de mode à considérer:

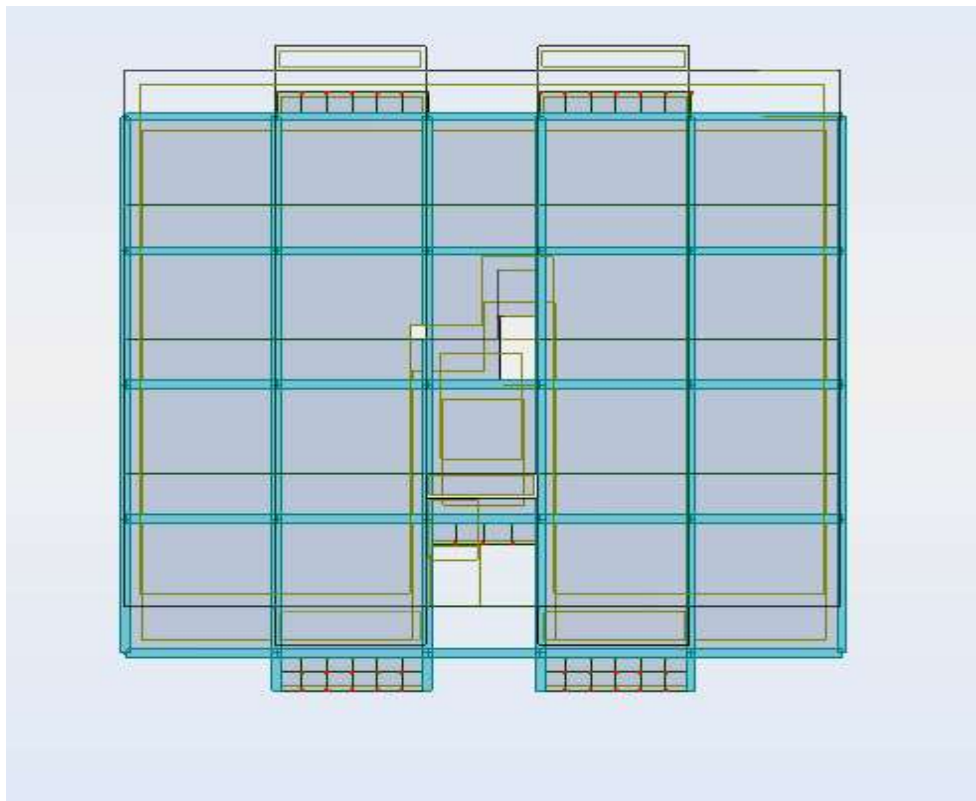


Figure (V.3) : Translation horizontal suivant le repère y-y (mode 1)

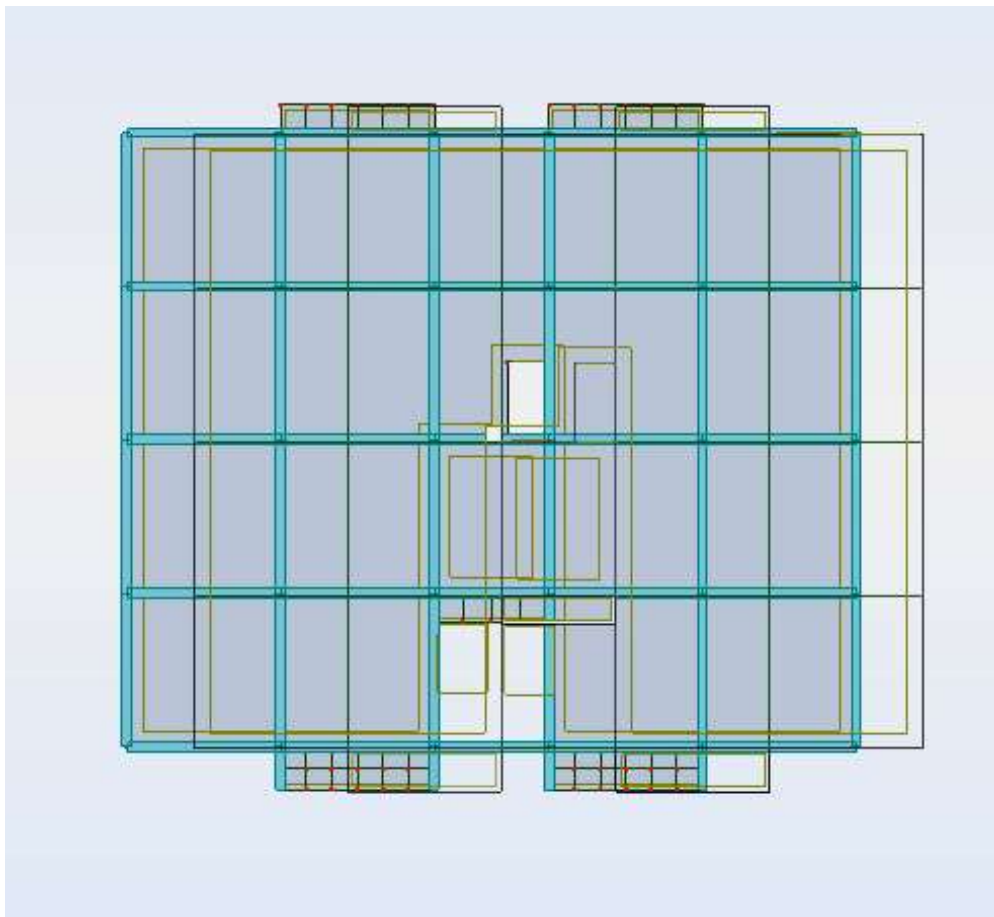


Figure (V.4) : Translation horizontale suivant le repère x-x (mode 2).

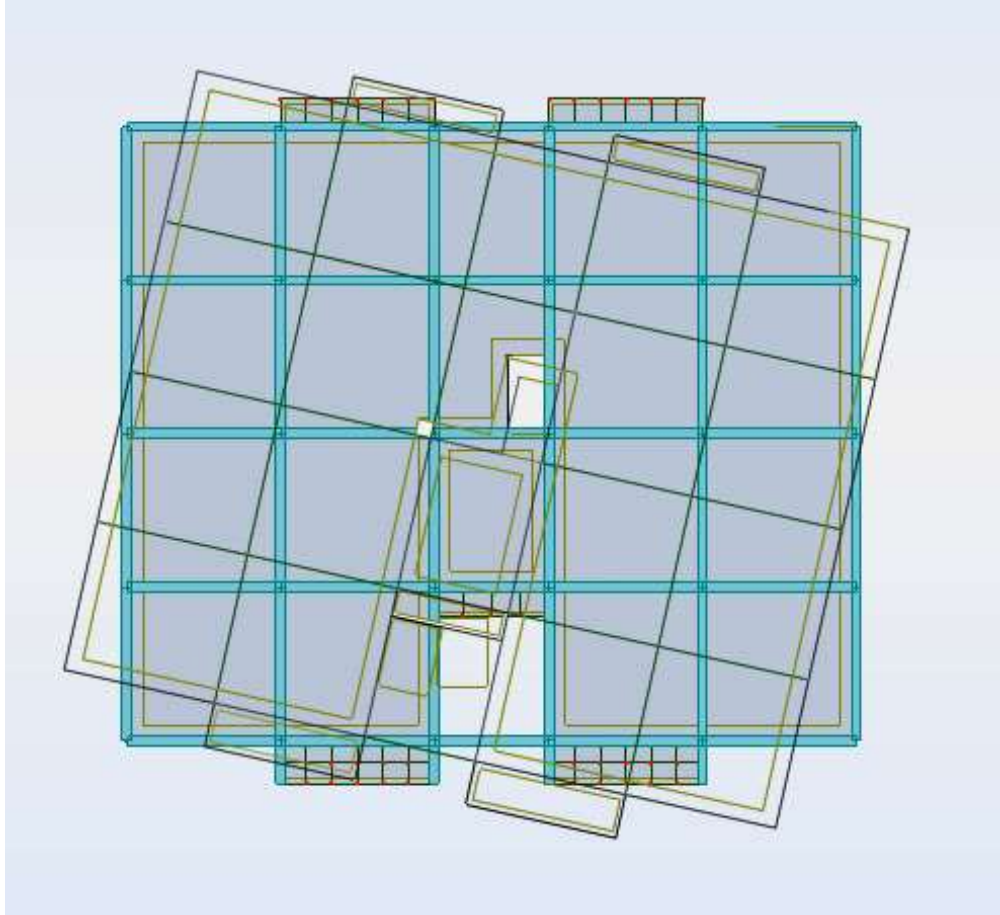


Figure (V.5) : Translation horizontale suivant le repère z-z (mode 3)

5.4. Positionnement des voiles :

Notre structure à un parking au niveau du sous-sol, de plus elle présente une architecture (vue en plan) différente d'un niveau à l'autre. Tout cela complique de manière conséquente le choix du positionnement des voiles. En effet le choix du positionnement des voiles doit satisfaire un certain nombre de conditions :

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

- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciable pour la structure.
- En respectant l'architecture et en suivant les critères ci-dessus on a opté pour la distribution suivante :

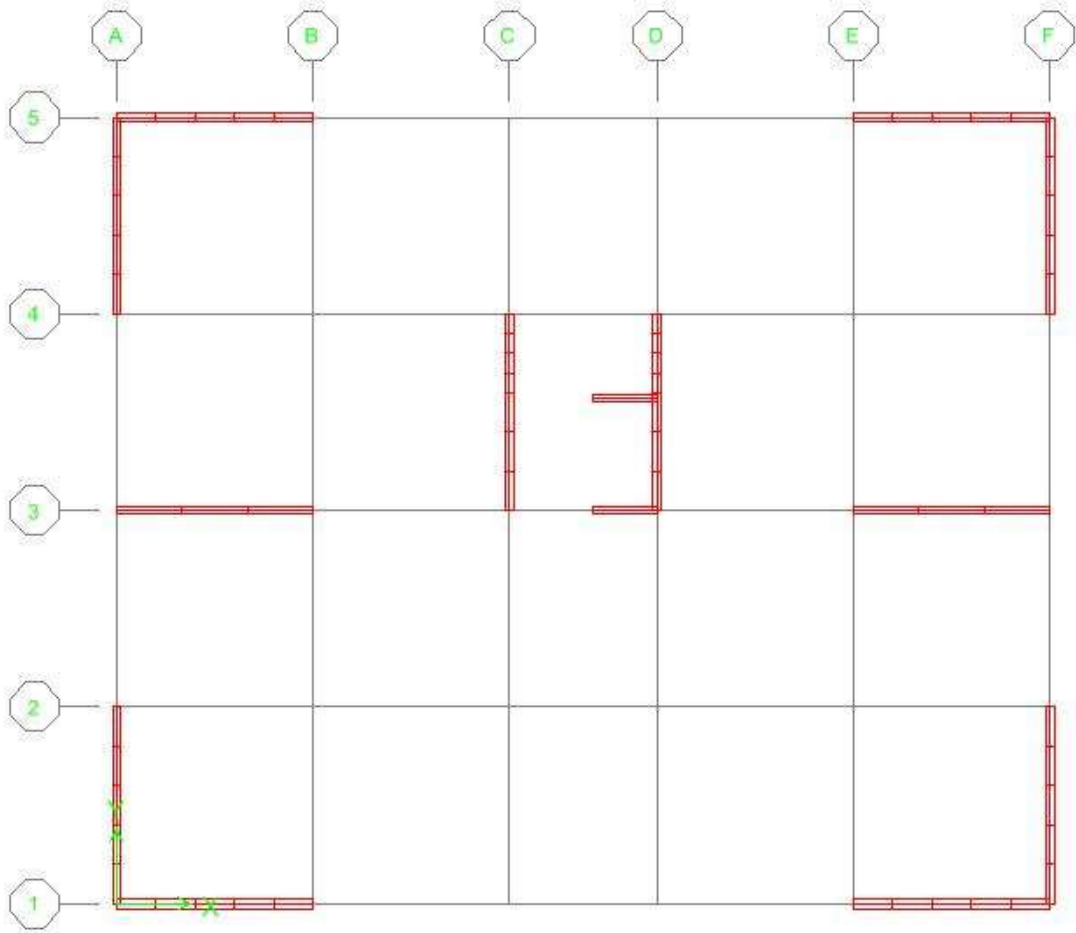


Figure (V.6) : disposition des voiles

5.5. Effort normal réduit dans les poteaux :

Selon l'Art (7.4 .3 .1) du RPA 99/v2003, dans le but d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 \quad \text{avec ; } N_d : \text{Effort normal de compression.}$$

B_c : Section du béton comprimé.

-Poteau (50x50) cm sous la combinaison G+Q+Ex :

$$v = \frac{1808,96 \times 10^3}{(50 \times 50) \times 10^2 \times 25} = 0,289 < 0,30 \quad (\text{C.V})$$

Section (cm ²)	N _d (KN)	v	v ≤ 0.3
30×30	671,40	0,298	(C.V)
35×35	851,12	0,277	(C.V)
40×40	909,58	0,227	(C.V)
45×45	1350,04	0,267	(C.V)
50×50	1808,96	0,289	(C.V)

Tableau V.11. Vérification de l'effort normal réduit despoteaux

5.6. Justification vis-à-vis l'effet P-Δ :

D'après le (RPA 99 V2003 l'article 5-9) :

Les effets du 2eme ordre au (effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments, si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux:

$$\Theta = \frac{P_K \cdot \Delta_K}{V_K \cdot h_k} \leq 10$$

Avec :

P_K: poids total de la structure et des charges des exploitations associées au dessus du niveau "K".

V_K: effort tranchant d'étage au niveau "K".

Δ_K: déplacement relatif du niveau "K" par rapport au niveau "K-1".

h_k: hauteur de l'étage "K".

Les résultats obtenus sont présents dans les tableaux suivants :

		Sens -X					
Niveau	h _K (m)	W _K (KN)	P _K (KN)	V _K (KN)	Δ _K (m)	Θ _K	Θ _K ≤ 0.1
9 ^{ème} (TERRASSE)	3.06	5964.62	6553.92	578.63	0.0055	0.0204	c.v
8 ^{ème}	3.06	6268.03	12821.96	986.27	0.0055	0.0234	c.v
7 ^{ème}	3.06	6263.50	19085.46	1306.09	0.0055	0.0263	c.v
6 ^{ème}	3.06	6234.70	25320.15	1572.58	0.0055	0.0289	c.v
5 ^{ème}	3.06	6294.56	31614.71	1804.76	0.0055	0.0315	c.v
4 ^{ème}	3.06	6325.15	37939.86	2003.70	0.005	0.0309	c.v
3 ^{ème}	3.06	6388.27	44328.13	2169.59	0.0045	0.0300	c.v
2 ^{ème}	3.06	6399.52	50727.65	2307.58	0.004	0.0287	c.v
1 ^{er}	3.06	6478.21	57205.86	2418.69	0.0035	0.0271	c.v
RDC(COMMERCE)	4.08	6662.96	63868.82	2521.29	0.0025	0.0155	c.v
S/SOL	3.00	9467.45	73336.27	2550.61	0.001	0.0096	c.v

Tableau V.12 : Vérification à l'effet P- Δ sens x

		Sens-Y					
Niveau	h _K (m)	W _K (KN)	P _K (KN)	V _K (KN)	Δ _K (m)	Θ _K	Θ _K ≤ 0.1
LOCAL TECHNIQUE	2.60	589.30	589.30	62.65	0.0055	0.0199	c.v
9 ^{ème} (TERRASSE)	3.06	5964.62	6553.92	544.93	0.0055	0.0216	c.v
8 ^{ème}	3.06	6268.03	12821.96	915.11	0.006	0.0275	c.v
7 ^{ème}	3.06	6263.50	19085.46	1206.32	0.006	0.0310	c.v
6 ^{ème}	3.06	6234.70	25320.15	1448.79	0.0055	0.0314	c.v
5 ^{ème}	3.06	6294.56	31614.71	1660.57	0.0055	0.0342	c.v
4 ^{ème}	3.06	6325.15	37939.86	1840.73	0.005	0.0337	c.v
3 ^{ème}	3.06	6388.27	44328.13	1992.35	0.0045	0.0327	c.v
2 ^{ème}	3.06	6399.52	50727.65	2119.78	0.0035	0.0274	c.v
1 ^{er}	3.06	6478.21	57205.86	2224.99	0.0035	0.0294	c.v
RDC(COMMERCE)	4.08	6662.96	63868.82	2323.65	0.0025	0.0168	c.v
S/SOL	3.00	9467.45	73336.27	2348.32	0.0005	0.0052	c.v

Tableau V.13 : Vérification à l'effet P- Δ sens Y

Puisque tous les coefficients θ_k sont inférieurs à 0,10 ; donc l'effet P-Δ est négligé.

Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons effectué l'étude sismique, nous avons utilisé le logiciel «robot» pour la rapidité dans les calculs.

Ceci m'a permis d'acquérir des connaissances sur la manipulation du logiciel ainsi que sur l'interprétation des résultats et leur vérification avec les règles et les normes du **RPA99** version **2003**.

CHAPITRE VI

Etude des éléments structuraux

VI.I).Introduction :

Les éléments structuraux de l’ouvrage sont les poteaux, les poutres et voiles.

L’étude de ferrailage est faite selon BAEL 91 v.99 et le RPA 99 v.2003.

A)-Les actions :

Les actions sont des forces strictement appliquées à une construction (charges permanentes ; surcharges).

B)-Les sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts normaux, efforts tranchants, moment de flexion, la torsion développées dans une section par une combinaison d’action donnée.

- G : charges permanentes ayant une intensité constante ou très peu variable dans le temps.
- P : charge variable à intensité qui varie fréquemment de façon importante dans temps.
- E : actions dues aux effets de séisme

D)-Combinaison des actions :

Selon BAEL₉₁ les combinaisons fondamentales :

Etat limite ultime de résistance : $1,35G + 1,5P$

Etat limite de service : $G + P$

Selon **RPA_{99/ Version₂₀₀₃}**, les combinaisons accidentelles : $\begin{cases} G + P \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$

Les coefficients de sécurité partiels : $\begin{cases} \text{Beton: } \gamma_b = 1,15 \\ \text{Acire: } \gamma_s = 1 \end{cases}$

VI.II)-Spécifications pour les poteaux :

II.1)-Coffrage :

Selon l’article (7.4.1) du RPA_{99 / Version₂₀₀₃, on doit avoir :}

1-Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois.

2-Les dimensions de la section transversale des poteaux (b_1, h_1) doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm}$ en zone I
- ✓ $1/4 < b_1/h_1 < 4$

b_1 et h_1 : la petite et la grande dimension successivement du poteau.

Les deux conditions ci-dessus sont vérifiées.

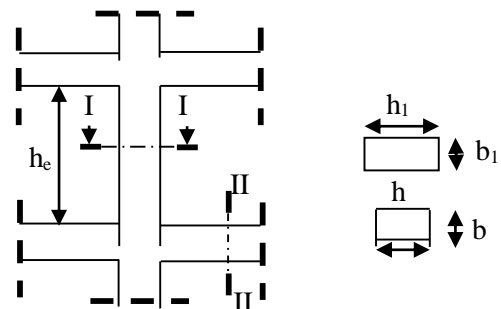


Figure (VI-1): coffrage des poteaux.

3- Pour offrir aux poteaux une meilleure résistance aux sollicitations sismiques, il est recommandé de donner aux poteaux d’angle et de rive des sections comparables à celles des poteaux centraux.

II.2)-Ferrailage des poteaux :

Un poteau est soumis à un effort normal « N » et à un moment de flexion « M » dans deux sens. Donc les poteaux sont sollicités en flexion composée ; sous les combinaisons fondamentales et accidentelles suivantes.

❖ **Combinaison fondamentale** : $1,35G + 1,5P$

❖ **Combinaison accidentelle** : $\begin{cases} G + P \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$ avec E : charge due à la force sismique.

1-Armatures longitudinales :

Selon (RPA₉₉ / Version₂₀₀₃) les armatures longitudinales doivent être en (HA), droites et sans crochets, en plus elles doivent satisfaire les conditions suivantes :

-La section minimale d'acier :

- $A_{\min} = 0,70\% \cdot b \cdot h$ (zone I)

-La section maximale d'acier :

- $A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow$ (zone courante)
- $A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow$ (zone de recouvrement)

-Diamètre minimal d'armatures longitudinales est de 12mm.

-La longueur minimale des recouvrements est de $:40\phi \rightarrow$ (zone I).

-La distance entre les barres verticales ne doit pas dépasser les 25 cm en (zone I).

-Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est constituée par le nœud poteaux-poutres proprement dite et les extrémités des barres qui y concourent.

2-Armatures transversales :

Selon (RPA₉₉ / Version₂₀₀₃) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $A_t/S_t = \rho \cdot T_{\max}/(h \cdot f_c)$

Où : A_t : la section des armatures transversales.

T_{\max} : l'effort tranchant de calcul.

h : la hauteur totale de la section brute.

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et 3,75 dans le cas contraire.

S_t : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule ci-dessus ; par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- dans la zone nodale: $S_t \leq \text{Min}(10\phi_l ; 15\text{cm})$
- dans la zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$

3-Tableaux des sollicitations selon le logiciel «robot» :

1) N_{max} et M_{corr} :

Section (cm2)	Combinaison Fondamentale		Combinaison accidentelle			V_{max} (KN)	
	1 ^{er} cas 1,35G + 1,5 P		2 ^{ème} cas 0,8G ± E		3 ^{ème} cas G + P ± E		
	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	
(30x30)	412.95	14.472	42.41	37.032	228.96	33.866	66,28
(35x35)	1649.29	15.551	546.35	43.838	1023.88	26.527	79,98
(40x40)	2296.93	15.579	960.43	47.634	1460.95	20.899	92,92
(45x45)	2970.99	12.936	1445.43	32.369	911.11	19.687	98,06
(50x50)	3728.81	19.496	2241.42	54.58	753.43	19.192	140,92

Tableaux (VI-1) : Sollicitations des poteaux selon le logiciel «robot»

4-Exemple de calcul :

4.1)-Armatures longitudinales :

Prenons un exemple de calcul le poteau de section (45x45) en adoptant les sollicitations à l'ELU.

➤ 1^{er} cas :

$$h = 45 \text{ cm} \rightarrow d = 0,9.h = 0,9.50 = 40,5 \text{ cm.}$$

Combinaison fondamentale → 1,35G + 1,5P

$$\begin{cases} N_{max} = 2970.99 \text{ KN} \\ M_{corr} = 12.936 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$e_G = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{12.936}{2970.99} = 0,0043 \text{ m} = 0,43 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{12} = 3,375 \text{ cm} > e_G \rightarrow \text{compression centrée.}$$

Le calcul se fait en compression simple ; D'après le BAEL₉₁ on a :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0,90\gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right) \Rightarrow A_u \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r f_{c28}}{0,90\gamma_b} \right) \cdot \frac{\gamma_s}{f_e}$$

Avec : B_r : la section réduite:

$$B_r = (a-2)2 \rightarrow B_r = (45-2)^2 = 1849 \text{ cm}^2$$

On a déjà pris $\lambda \leq 35$ dans le dimensionnement des poteaux afin de faire travailler la totalité des armatures à la compression.

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; \text{ avec: } \begin{cases} l_f = 0,7 \cdot l_0 = 0,7 \cdot 4,08 = 2,856 \text{ m.} \\ i = \sqrt{\frac{I}{B}} \rightarrow i = \sqrt{\frac{a^4}{12 \cdot a^2}} \rightarrow i = \sqrt{\frac{a^2}{12}} \rightarrow i = \frac{45}{\sqrt{12}} \rightarrow i = 12,99 \text{ cm.} \end{cases}$$

$$\rightarrow \lambda = 31,38 < 35 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,73 \quad \text{et} \quad \text{Nu} = 2970,99 \text{ KN}$$

$$A_u \geq \left[\left(\frac{297,99}{0,73} - \frac{1849}{0,9 \cdot 1,15} \right) \cdot \frac{1,15}{400} \right] \cdot 10 = -77,59 \text{ cm}^2$$

$A_u = -77,59 \text{ cm}^2 < 0$; signifie que la section du béton résiste toute seule.

D'après la combinaison fondamentale la section du poteau n'a pas besoin d'armature.

NB : Le ferrailage des poteaux se fait dans tous les cas de combinaisons étudiés.

➤ Section d'acier minimale :

D'après le BAEL₉₁ :

$$A_{\min} = \max \left(\frac{0,2 \cdot b \cdot h}{100}; \frac{8(b+h)}{100} \right) = \max \left(\frac{0,2 \cdot 45^2}{100}; \frac{8 \cdot 2 \cdot 45}{100} \right) \rightarrow A_{\min} = 7,2 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA₉₉Version₂₀₀₃ :

$$A_{\min} = 0,8\% \cdot a^2 \rightarrow A_{\min} = 0,8\% \cdot 45^2 \rightarrow A_{\min} = 25,31 \text{ cm}^2$$

Section d'acier maximale :

$$\text{D'après le BAEL}_{91} : \quad A_{\max} = 5\% \cdot a^2 = 5\% \cdot 45^2 = 101,25 \text{ cm}^2$$

D'après le RPA₉₉Version₂₀₀₃ :

$$\text{En zone courante :} \quad A_{\max} = 4\% \cdot b \cdot h \rightarrow A_{\max} = 4\% \cdot 45^2 = 81 \text{ cm}^2$$

$$\text{En zone de recouvrement :} \quad A_{\max} = 6\% \cdot b \cdot h \rightarrow A_{\max} = 6\% \cdot 45^2 = 121,15 \text{ cm}^2$$

$$\text{➤ Armatures finales:} \quad A_{\text{adp}} = \max (A_{\text{calculée}}; A_{\text{BAEL}}; A_{\text{RPA}}). \quad A_{\text{adp}} = \max (0; 8; 25)$$

Tableaux récapitulatifs de ferrailage des sections des poteaux à l'aide de « robot » :

Section du poteau (cm ²)	Ferrailage
(30x30)	12T14
(35x35)	8T20+4T16
(40x40)	12T16
(45x45)	8T16+4T20
(50x50)	8T16+4T20

Tableaux (VI-2) : Ferrailage des poteaux

➤ Vérification de l'effort tranchant :

$$\text{La fissuration est peu nuisible} \Rightarrow \overline{\tau}_u = \min \left(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{a.d.100} \quad \text{On doit avoir : } \tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

Tableau récapitulatif de vérification de l'effort tranchant dans les poteaux :

Section (cm ²)	T _{max} .10 ³ N	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	τ _u ≤ τ̄ _u (MPa)
(30x30)	66,28	0.460	3,33	Condition Vérifiée
(35x35)	79,98	0.439	//	//
(40x40)	92,92	0.413	//	//
(45x45)	98,06	0.303	//	//
(50x50)	140,92	0.435	//	//

Tableau (VI-3) : Vérification de l'effort tranchant dans les poteaux.

➤ Détermination de la zone nodale :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \rightarrow h' = \max\left(\frac{408}{6}; 45; 45; 60\text{cm}\right) \rightarrow \mathbf{h' = 68\text{cm}}$$

$$L' = 2h \rightarrow L' = 2.68 \rightarrow \mathbf{L' = 136\text{cm.}}$$

Poteau	h _e (cm ²)	h _e /6(cm ²)	b ₁ (cm ²)	h ₁ (cm ²)	h'(cm ²)	L'(cm ²)
(30x30)	306	51	30	30	60	120
(35x35)	306	51	35	35	60	120
40x40	306	51	40	40	60	120
45x45	408	68	45	45	68	136
50x50	300	50	50	50	60	120

Tableau (VI-4) : Vérification de l'effort tranchant dans les poteaux.

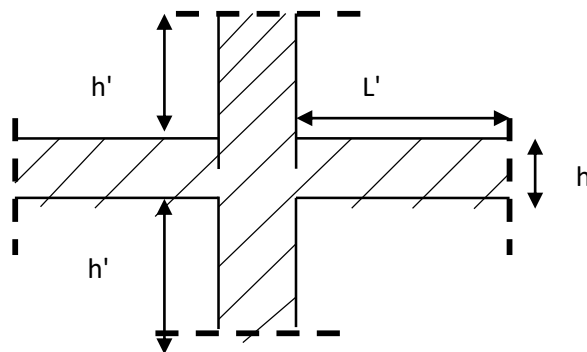


Figure (VI-2): Zone nodale.

4.2)-Armatures transversales :

➤ Espacement des armatures transversales :

D'après le RPA₉₉ : La zone nodale: $St \leq \text{Min} (10\phi_l ; 15\text{cm})$ on prendra $St = 10 \text{ cm}$

La zone courante : $St' \leq 15\phi_l$ on prendra $St' = 15\text{cm}$

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35}; \phi_{l_{max}}; \frac{b}{10} \right)$$

-Poteaux (30x30) cm² : $\phi_t = 0,86 \text{ cm}$.

-Poteaux (35x35) cm² : $\phi_t = 1\text{cm}$.

-Poteaux (40x40) cm² : $\phi_t = 1,14\text{cm}$.

-Poteaux (45x45) cm² : $\phi_t = 1,28\text{cm}$.

-Poteaux (50x50) cm² : $\phi_t = 1,42\text{cm}$.

➤ **Armatures minimales :**

zone nodale & zone courante $\rightarrow \lambda_g = l_f/a = 0,7.408/45 = 6,34 > 5 \rightarrow \rho = 2,5$

➤ **Section d'armatures :**

$$\frac{A_t}{t} = \frac{St \cdot \rho}{h \cdot f_e} \Rightarrow A_t = \frac{St \cdot \rho \cdot T_{max}}{h \cdot f_e}$$

Poteau	T _{max} (KN)	ρ	f _e	λ _g	St Nodale	St Courante	A _t cm ²	
							ZN	ZC
30x30	66,28	2,5	235	7,14	10	15	0,10	0,06
35x35	79,98	2,5	235	6,12	10	15	0,12	0,08
40x40	92,92	2,5	235	5,3	10	15	0,14	1,00
45x45	98,06	2,5	235	6,34	10	15	0,35	1,02
50x50	140,92	2,5	235	4,2	10	15	0,49	1,08

Tableau (VI.5) : Section d'armatures.

Ferraillage de A_t :

➤ **Zone nodale :**

Type	A _{t min} nodale	A _t calculée	A _t appliquée	A choisie
30x30	1,22	0,24	1,22	6T10
35x35	1,24	0,28	1,24	6T10
40x40	1,26	0,32	1,26	6T10
45x45	1,28	0,35	1,28	6T10
50x50	1,42	1,49	1,42	6T10

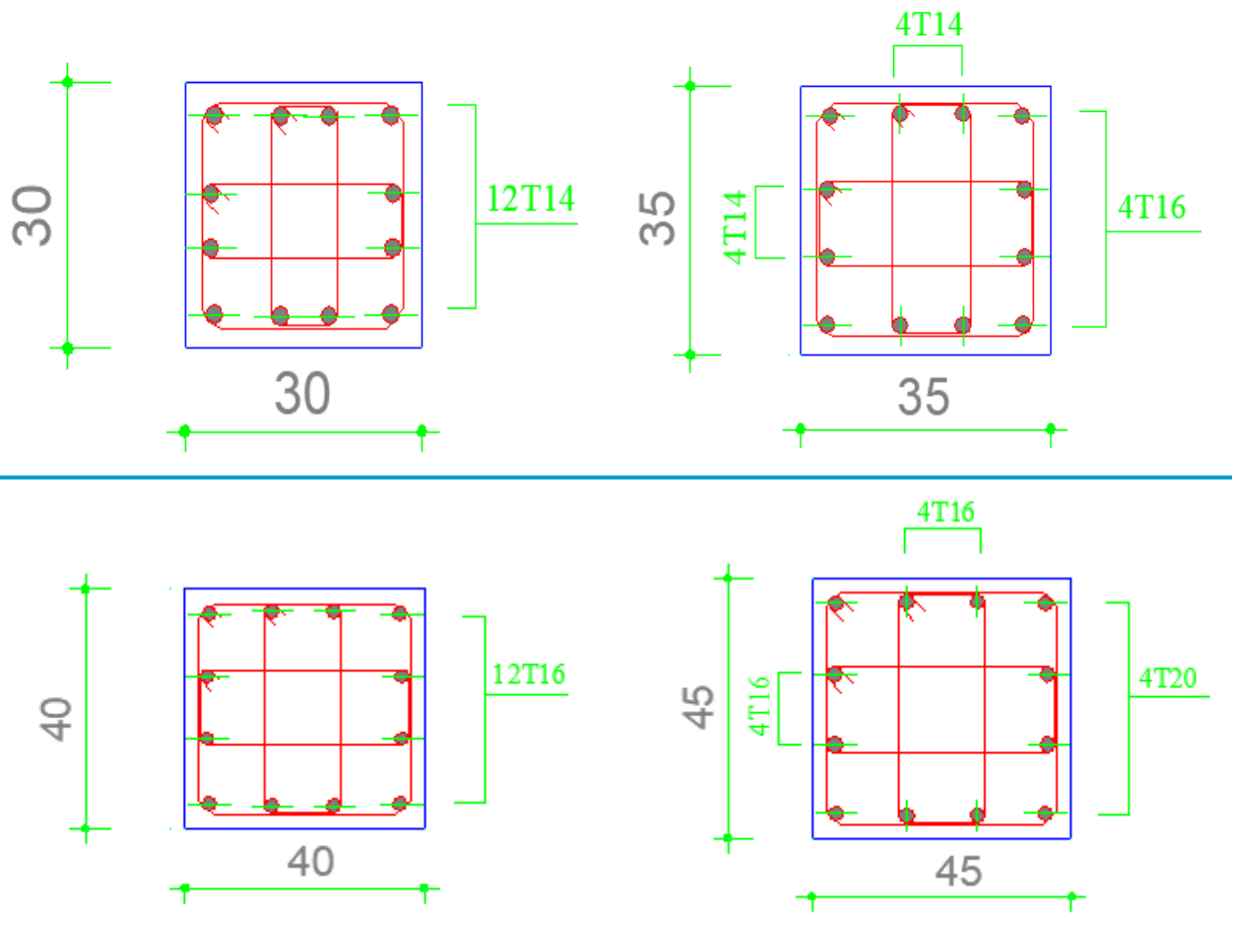
Tableau (VI.6) : Ferraillage de A_t Zone nodale.

➤ Zone courante :

Type	$A_{t\ min\ nodale}$	A_t calculée	A_t appliquée	A choisie
30x30	1,10	1,06	1,10	6T10
35x35	1,12	1,08	1,12	6T10
40x40	1,14	1,10	1,14	6T10
45x45	1,28	1,02	1,28	6T10
50x50	1,42	1,08	1,42	6T10

Tableau (VI.7) Ferrailage de A_t Zone courante.

Schéma de ferrailage :



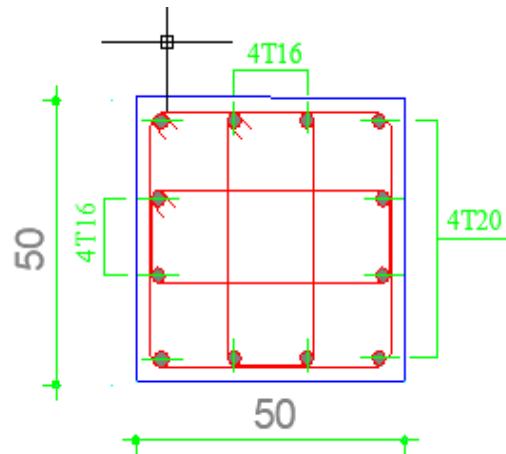


Figure (VI-3): Ferrailage des poteaux

VI.III)- Ferrailage des poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux transmettant les charges apportées par les dalles aux poteaux. Elles sont calculées à la flexion simple :

1)-Combinaisons d'actions :

B.A.E.L₉₁ : Combinaison fondamentale : E.L.U : $1,35G + 1,5P$

E.L.S : $G + P$

R.P.A₉₉ : Combinaison accidentelle : $G + P \pm E$
 $0,8G \pm E$

2)-Ferrailage des poutres :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section

Poutres principales et secondaires (30×45) cm² :

$$A_{\min} = 0.005 \times 30 \times 45 = 6.75 \text{ cm}^2$$

- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement

En zone courante :

$$A_{\max} = 0.04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2$$

En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 0.06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$$

- Les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées principalement par les forces latérales sismiques doivent avoir des armatures symétriques avec une section en travée au moins égale à la moitié de la section sur appui.
- La longueur minimale de recouvrement est de :
- 40ϕ en zone I.

b- Armatures transversales :

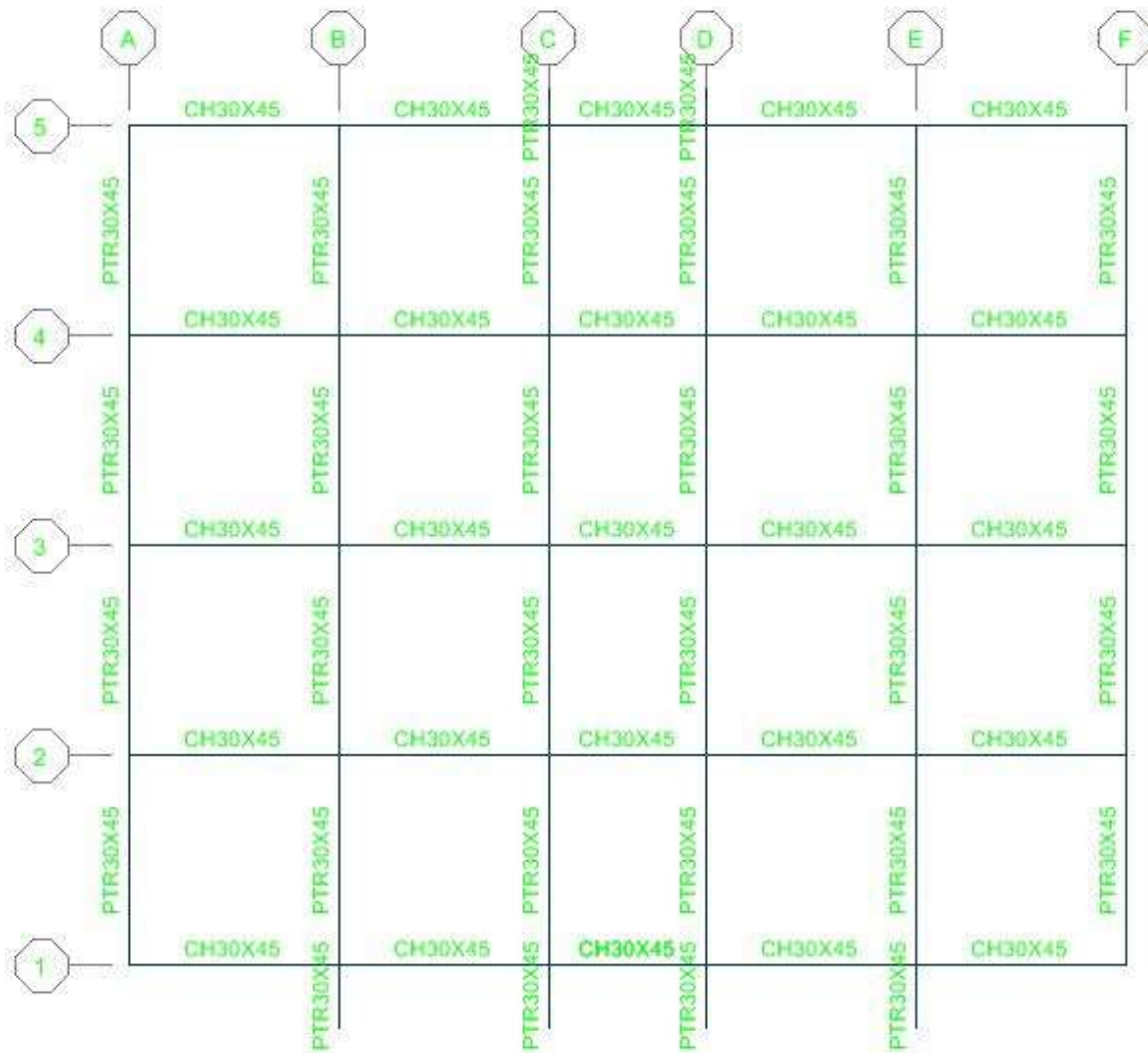
- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :
$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b$$
- L'espacement maximal entre les armatures transversales est donné comme suit :

$$S_{t=\min} \left(\frac{h}{2} ; 12\phi \right) \quad \text{En zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \quad \text{En zone de recouvrement}$$

Φ_1 : Le plus petit diamètre utilisé des armatures longitudinales, et dans le cas d'une section en travée avec des armatures comprimées, c'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés

VI.3.3 .Plan de repérage des poutres et des chainages :



- Poutre 30×45
- Chainage 30×45

Exemple de calcul :

- Le ferrailage est calculé selon les règles **B.A.E.L.91** :

On prend comme exemple de calcul une poutre principale de section (30×45) cm² du plancher 1 ère étage axe B (2-3) cette dernière sera calculée en flexion simple avec les sollicitations suivantes :

En appuis : $M_a = 89.116 \text{ KN.m (ELU)}$

En travée : $M_t = 56.511 \text{ KN.m (ELU)}$

Effort tranchant : $T = 125.92 \text{ KN}$

Ferrailage :

a- Les Armatures longitudinales :

En travée :

$$\mu_{bu} = \frac{M_{ut}}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{56.511 \times 10^2}{0.30 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.081$$

$$Z_b = (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.405 \times (1 - 0.6 \times 0.081) = 0.385 \text{ m}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{ut}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{56.511 \times 10^{-3}}{0.385 \times 348} = 4.22 \text{ cm}^2 < A_{min} = 6.75 \text{ cm}^2$$



Vérification de condition non fragilité :

• **Selon BAEL :**

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

$$A_{min} = 0.23 \cdot \frac{2.1}{400} \times 30 \times 40.5 = 1.47 \text{ cm}^2$$

• **Selon RPA :**

$$A_{min} = 0.5\% \cdot b \cdot h = 6.75 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage minimum de **4T14 filantes** soit une section de 6.16 cm^2 .

En appuis

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uapp}}{bd^2 \cdot f_{bu}} = \frac{89.116 \times 10^{-3}}{0.30 \times 0.405^2 \times 14.2} = 0.127$$

$$Z_b = (1 - 0.6\mu_{bu}) = 0.405 \times (1 - 0.6 \times 0.127) = 0.374 \text{ m}$$

$$A_{ut} = \frac{M_{uapp}}{Z_b \cdot f_{ed}} = \frac{89.116 \times 10^{-3}}{0.374 \times 348} = 6.85 \text{ cm}^2$$

Donc on adopte un ferrailage de **3T12 filantes +3T16 chapeaux** soit une section de 9.42 Cm².

Vérification des efforts tranchants :

$$\tau_u = \frac{T}{bd} = \frac{125,92 \times 10^{-3}}{0,30 \times 0,405} = 1,04 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{lim} = \min(0,13 f_{c28}, 5 \text{ Mpa}) = 3,25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u < \tau_{lim} \rightarrow CV$$



Vérification des contraintes :

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{Ser}} = 1,38$$

$$M_{Ser}$$

en appuis :

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,11$$

$$\alpha = 0,15 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

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

en travée :

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,17$$

$$\alpha = 0,15 < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0,44$$

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

b- Les Armatures transversales (At) :

$$\frac{h_{max}}{35} = 12,86$$

$$\emptyset \leq \min \emptyset_{min} = 12 \text{ mm} \quad \Rightarrow \text{On prend : } \emptyset_t = 8 \text{ mm.}$$

$$\frac{b_0}{12} = 35 \text{ mm}$$

-Espace des At :

$$\underline{\text{Zone courante}} : S \leq \min \begin{cases} \frac{h_{\max}}{4} = 11,25 \\ 12\emptyset_{\min} = 14,4 \text{ cm} \end{cases} \quad \text{On prend : } S = 10 \text{ cm}$$

$$L' = 2.h = 2.45 = 90 \text{ cm}$$

Zone courante :

$$S' \leq \frac{h_{\max}}{2} = \frac{45}{2} = 22.5 \text{ cm}, \text{ donc on adopte un espacement de } \mathbf{15 \text{ cm}} \text{ en zone courante.}$$

- **Vérification RPA :**

$$A_{t_{\min}} = 0,003.S.b = 0,003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

Soit : 4Ø8 = 2,01 cm² (1 cadre + 1 étrier).

Ancrage des armatures

Il faut limiter la contrainte d'adhérence pour assurer un bon ancrage :

$$\tau_{Su} = 0,6.\psi_S.f_t 28 = 2,84 \text{ MPa}$$

-Longueur de scellement

- **Selon les règles de BAEL**

$$\text{Pour T12} \rightarrow L_s = \frac{\Phi_t \cdot f_e}{4\tau_{Su}} = \frac{12 \times 400 \cdot 10^{-3}}{4 \times 2,84} = 0,42 \text{ m} \quad \text{Soit } L_s = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Pour T14} \rightarrow L_s = \frac{\Phi_t \cdot f_e}{4\tau_{Su}} = \frac{14 \times 400 \cdot 10^{-3}}{4 \times 2,84} = 0,50 \text{ m} \quad \text{Soit } L_s = 50 \text{ cm}$$

$$\text{Pour T16} \rightarrow L_s = \frac{\Phi_t \cdot f_e}{4\tau_{Su}} = \frac{16 \times 400 \cdot 10^{-3}}{4 \times 2,84} = 0,56 \text{ m} \quad \text{Soit } L_s = 60 \text{ cm}$$

- **Selon les règles de R.P.A 99 v2003**

$$\text{Pour T12} \rightarrow L_s = 40\Phi = 40 \times 1,2 = 48 \text{ cm} \quad \text{On adopte } L_s = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour T14} \rightarrow L_s = 40\Phi = 40 \times 1,4 = 56 \text{ cm} \quad \text{On adopte } L_s = 60 \text{ cm.}$$

$$\text{Pour T16} \rightarrow L_s = 40\Phi = 40 \times 1,6 = 64 \text{ cm} \quad \text{On adopte } L_s = 65 \text{ cm.}$$

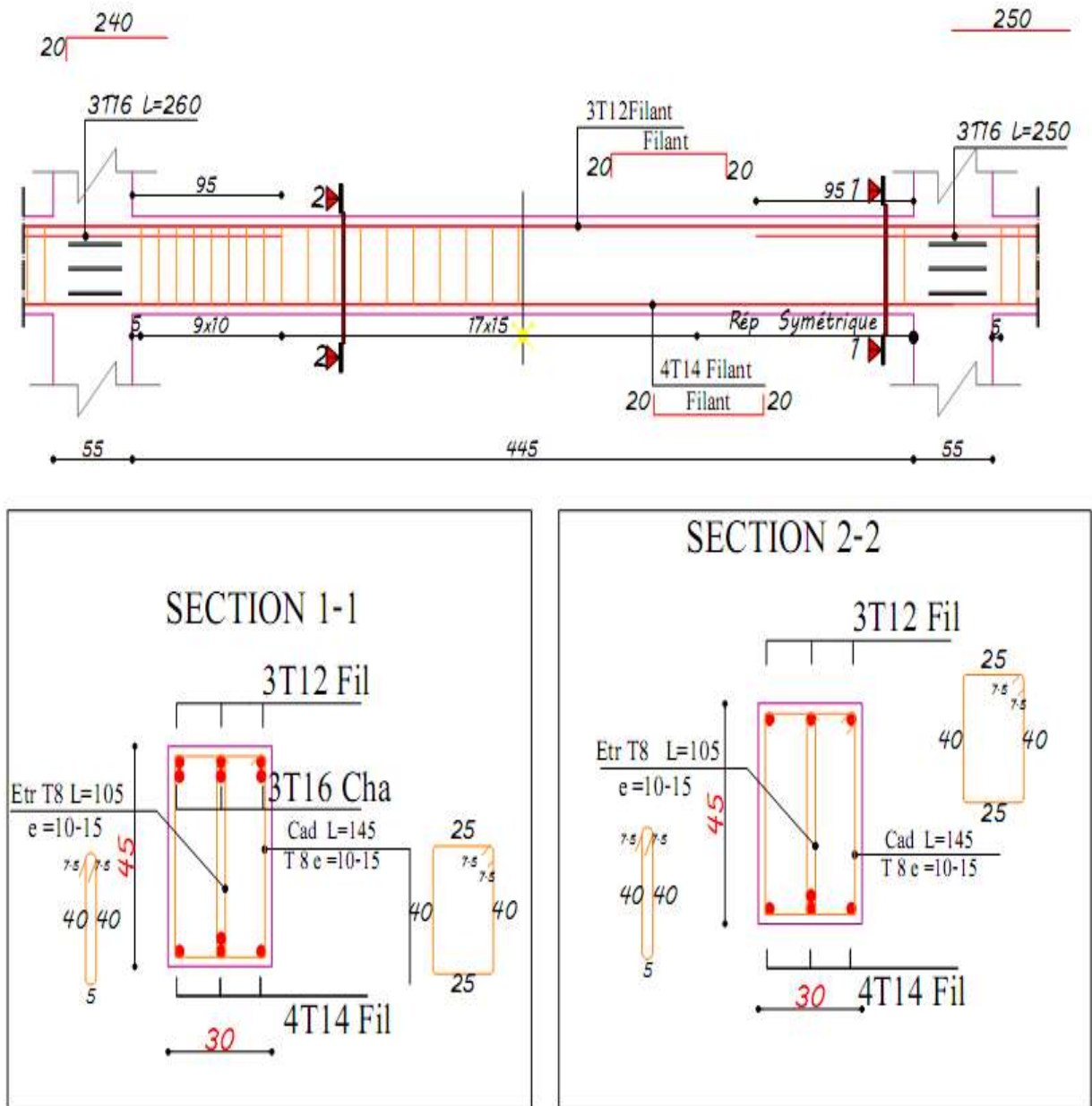


Figure VI .4: Ferrailage de poutre principale 30x45 (1 ère étage : axe B /2-3)

VI.3.4 .Tableaux du ferrailage des poutres et des chainages :

➤ Poutres Principales :

Axes	Niveaux	section (cm ²)	Amin Rpa (cm ²)	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal		
				Travée			appui			St zone nodale	St zone courant	At
				A _{cal} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)			
A	Terrasse	30×45	6.75	4.807	4T14 fil	6.16	4.643	3T12fil +3T14 chap	8.01	10	15	4Ø8
	Etage courant			3.666	3T14 fil	4.62	5.178	3T12fil +3T14 chap	8.01			
	RDC			1.89	3T14 fil	4.62	2.298	3T12fil +3T14 chap	8.01			
B	Terrasse			6.42	4T14 fil	6.16	12.957	3T12 fil +5T16 chap	13.45			
	Etage courant			5.461	4T14 fil	6.16	11.91	3T12 fil +5T16 chap	13.45			
	RDC			7.838	3T16 fil +2T12 fil	8.29	8.142	3T12 fil +3T16chap	9.42			
C	Terrasse			5.435	4T14 fil	6.16	12.556	3T12 fil +5T16 chap	13.45			
	Etage courant			5.076	4T14 fil	6.16	11.657	3T12 fil +5T16 chap	13.45			
	RDC			8.679	3T16 fil +2T14 fil	9.11	8.884	3T12 fil +3T16chap	9.42			

D	Terrasse	30×45	6.75	5.481	4T14 fil	6.16	13.125	3T12 fil +5T16 chap	13.45	10	15	4Ø8
	Etage courant			5.131	4T14 fil	6.16	12.113	3T12 fil +5T16 chap	13.45			
	RDC			8.681	3T16 fil +2T14 fil	9.11	8.941	3T12 fil +3T16chap	9.42			
E	Terrasse			6.411	3T14 fil +2T12 fil	6.88	12.883	3T12 fil +5T16 chap	13.45			
	Etage courant			5.422	4T14 fil	6.16	11.806	3T12 fil +5T16 chap	13.45			
	RDC			7.848	3T16 fil +2T12 fil	8.29	8.145	3T12 fil +3T16chap	9.42			
F	Terrasse			3.59	3T14 fil	4.62	4.875	3T12fil +3T14 chap	8.01			
	Etage courant			3.663	3T14 fil	4.62	5.068	3T12fil +3T14 chap	8.01			
	RDC			4.484	3T14 fil	4.62	5.122	3T12fil +3T14 chap	8.01			

➤ Poutres Secondaires:

Axes	Niveaux	section (cm ²)	A _{min} R _{pa} (cm ²)	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal		
				Travée			appui			S _t zone nodale	S _t zone courant	A _t
				A _{cal} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)			
0	RDC	30×45	6.75	4.484	3T14 fil	4.62	5.122	3T12fil +3T14 chap	8.01	10	15	4Ø8
1	Terrasse			3.615	3T14 fil	4.62	7.897	3T12fil +3T14 chap	8.01			
	Etage courant			3.822	3T14 fil	4.62	9.043	3T12fil +4T14 chap	9.55			
	RDC			1.89	3T14 fil	4.62	1.959	3T12fil +3T14 chap	8.01			
2	Terrasse			2.396	3T14 fil	4.62	4.496	3T12fil +3T14 chap	8.01			
	Etage courant			2.899	3T14 fil	4.62	5.505	3T12fil +3T14 chap	8.01			
	RDC			1.89	3T14 fil	4.62	1.89	3T12fil +3T14 chap	8.01			

VI.3.4 .Tableaux du ferrailage des poutres et des chainages :

➤ Poutres Principales :

Axes	Niveaux	section (cm ²)	A _{min Rpa} (cm ²)	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal		
				Travée			appui			St zone nodale	St zone courant	A _t
				A _{cal} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)			
A	Terrasse	30×45	6.75	4.807	4T14 fil	6.16	4.643	3T12fil +3T14 chap	8.01	10	15	4Ø8
	Etage courant			3.666	3T14 fil	4.62	5.178	3T12fil +3T14 chap	8.01			
	RDC			1.89	3T14 fil	4.62	2.298	3T12fil +3T14 chap	8.01			
B	Terrasse			6.42	4T14 fil	6.16	12.957	3T12 fil +5T16 chap	13.45			
	Etage courant			5.461	4T14 fil	6.16	11.91	3T12 fil +5T16 chap	13.45			
	RDC			7.838	3T16 fil +2T12 fil	8.29	8.142	3T12 fil +3T16chap	9.42			
C	Terrasse			5.435	4T14 fil	6.16	12.556	3T12 fil +5T16 chap	13.45			
	Etage courant			5.076	4T14 fil	6.16	11.657	3T12 fil +5T16 chap	13.45			
	RDC			8.679	3T16 fil +2T14 fil	9.11	8.884	3T12 fil +3T16chap	9.42			

➤ Poutres palières:

longueur (m)	section (cm ²)	A _{min Rpa} (cm ²)	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal		
			Travée			appui			st zone nodale	st zone courant	A _t
			A _{cal} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)			
3.75	30×45	6.75	2.311	3T14 fil	4.62	3.035	3T12 fil + 3T12 chap	6.79	10	15	4Ø8

➤ Poutres consoles :

section (cm ²)	A _{min Rpa} (cm ²)	Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal		
		Travée			appui			st zone nodale	st zone courant	A _t
		A _{cal} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	Choix des barres	A _{adoptée} (cm ²)			
30×45	6.75	1.89	3T14 fil	4.62	3.72	3T12 fil + 3T12 chap	6.79	10	15	4Ø8

Tableaux VI.8 : Ferrailage des poutres

VI.4. Etude des voiles:**VI-4) Etude des voiles :**

Les murs voiles ou bien les refonds ont pour rôle de reprendre les effets horizontaux (séisme, poussée des terres). Ils deviennent indispensables quand les portiques (poteaux, poutres) ne sont pas capables de reprendre la totalité de ces efforts, et lorsqu'on veut atteindre la rigidité nécessaire pour contrarier les effets du 2^{ème} ordre.

VI-4-1) Ferrailage des trumeaux :

Pour le calcul des sections d'aciers nécessaires dans les voiles en flexion composée, on procédera de la manière suivante :

- 1- Détermination des sollicitations suivant le sens considéré.
- 2- Détermination de la nature de la section en flexion composée :

On à trois cas peuvent se présenter :

- Soit section entièrement tendue
- Soit section entièrement comprimée
- Soit section partiellement comprimée
- Tout en admettant que :

$N > 0$ effort de compression

$N < 0$ effort de traction

3- Lorsque l'effort normal est un effort de compression, il est nécessaire de vérifier l'état limite ultime de stabilité de forme de la pièce. C'est à dire que les sections soumises à la flexion composée avec un effort normal de compression doivent être justifiées au flambement.

➤ Ferrailage minimum:

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux dans la section est donné comme suivant :

Globalement dans la section du voile : $A_{\min} = 0,15 \% h \cdot b$

En zone courante : $A_{\min} = 0,10 \% h \cdot b$

On devra disposer le ferrailage suivant:

- Des aciers verticaux
- Des aciers horizontaux

- **Remarque:**

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes:

$$\delta \leq 1,5b$$

$$\delta \leq 30cm$$

Avec:

b: L'épaisseur du voile en (cm)

Les deux nappes d'armatures doivent être avec au moins 4 épingle au mètre carré (m²). Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur. Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles ne devrait pas dépasser 1/10 de l'épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

40 ϕ pour les barres situées dans les zones où renversement du signe des efforts est possible.

20 ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dans la section doit être calculée avec la formule:

$$A_{vj} = \frac{1,1V}{fe}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

a) Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{76 \times e \times a}{n}; 100 \right) \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} ; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

b) Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_{UMax}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5 MPa\right)$$

c) Espacement minimal des armatures horizontales :

$$S_t \prec \min(30cm, 1,5 \times b)$$

d) Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{b_0 \times S_t} \geq \frac{\tau_0 - 0,3 \times f_{ij}^*}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s}} \text{ avec } \begin{cases} k = 0 \text{ (pas de reprise de bétonnage)} \\ \tau_0 = 0,3 \cdot f_{ij}^* \cdot k \\ f_{ij}^* = \min\{f_{ij}; 3,3 MPa\} \end{cases}$$

➤ **Ferraillage minimum:**➤ **Armatures minimales :**➤ **Selon le BAEL :**

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d$$

$$A_{\min} = 0,23 \cdot \frac{2,1}{400} \times 20 \times 450 \Rightarrow A_{\min} = 10,87 cm^2$$

➤ **Selon le RPA :**

$$A_{\min} = 0,15\% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,15\% (20 \times 500) = 15 cm^2 \quad A_{\min} = 15 cm^2$$

➤ **En zone courant :**

$$A_{\min} = 0,10\% (b \times h) \Rightarrow A_{\min} = 0,10\% (20 \times 500) = 10,00 cm^2 \quad A_{\min} = 10,00 cm^2$$

➤ **calcul du Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour le panneau le plus défavorable suivant les deux directions,

➤ **Verticalement : 0,8 G + E_x**

$$M=37,054\text{KN.m}$$

$$N=4351,31 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage vertical :**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{37,054}{4351,31} = (0,0085) \text{ cm.}$$

$$e_1 \leq \frac{h}{12} = \frac{20}{12} = 0,0166 \Rightarrow 0,0085 \leq 0,0166.$$

On a une compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression Simple.

$$A_u = \frac{N_u - b \times h \times \sigma_b}{\sigma_s}$$

$$A_u = \frac{4351,31 \times 10^3 - 200 \times 5000 \times 14,2}{348} \Rightarrow A_u = -28,30 \text{ cm}^2 ; A_u = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures :**

Pour : $\phi = 2$ et on obtient : $L = 3,06 \text{ m}$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,06 = 214,2 \text{ cm.}$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{b} = 3,46 \times \frac{214,2}{20} = 37,05 \text{ cm}$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{37,05}{35} \right)^2} = 0,69$$

$$Br = (500-2) \times (20-2) = 8964 \text{ cm}$$

$$A' = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A' = \frac{1,15}{400} \times \left[\frac{4351,31 \times 10^3}{0,69} - \frac{8964 \times 10^2 \times 25}{0,9 \times 2 \times 1} \right] \Rightarrow A' = -17,63 \text{ cm}^2 \Rightarrow A' \notin .$$

➤ **Armatures finales :**

$$A_t = \max (A_{cal} ; A_{BAEL} ; A_{RPA}) = \max(0; 10,87 ; 15) = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{app} = T12$$

Espacement minimal des armatures horizontales :

$$S_t \prec \min(30 \text{ cm} , 1,5 \times b)$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

➤ **Horizontalement : 0,8 G + E_Y**

$$M = 32,21 \text{ KN.m}$$

$$N = 3921 \text{ KN}$$

➤ **Ferraillage horizontal :**

$$e_1 = \frac{M}{N} = \frac{32,21}{3921} = 0,0082 \text{ cm.}$$

$$e_1 \leq \frac{h}{12} = \frac{20}{12} = 0,0166 \Rightarrow 0,0082 \leq 0,0166.$$

On a une compression centrée ce qui implique que la section va être calculée à la compression simple.

$$A_u = \frac{N_u - b \times h \times \sigma_b}{\sigma_s}$$

$$A_u = \frac{3921 \times 10^3 - 200 \times 5000 \times 14,2}{348} \Rightarrow A_u = -29,53 \text{ cm}^2 \quad A_u = 0 \text{ cm}^2$$

➤ **Calcul des armatures :**

Pour : $\phi = 2$ et on obtient : $L = 3,06m$

$$l_f = 0,7 \times l_0 = 0,7 \times 3,06 = 214,2cm.$$

$$\lambda = 3,46 \times \frac{l_f}{b} = 3,46 \times \frac{214,2}{20} = 37,05cm$$

$$\lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{37,05}{35} \right)^2} = 0,69$$

$$Br = (500-2) \times (20-2) = 8964 \text{ cm}$$

$$A' = \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{Br \times f_{c28}}{0,9 \times \theta \times \gamma_b} \right) \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A' = \frac{1,15}{400} \times \left[\frac{3921 \times 10^3}{0,69} - \frac{8964 \times 10^2 \times 25}{0,9 \times 2 \times 1} \right] \Rightarrow A' = -92,94 \text{ cm}^2. \Rightarrow A' \notin .$$

➤ **Armatures finales :**

$$A_t = \max (A_{cal} ; A_{BAEL} ; A_{RPA}) = \max(0; 10,87; 15) = 15 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 15 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_{app} = T12$$

Espacement minimal des armatures horizontales :

$$S_t < \min(30cm, 1,5 \times b)$$

$$\text{Soit : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

a) Vérification au flambement :

$$\bar{\lambda} = \max \left[50; \min \left(\frac{76 \times e \times a}{n}; 100 \right) \right]$$

$$\lambda = \frac{l_f}{i}; i = \sqrt{\frac{I}{B}}$$

$$\lambda = L_f \times \frac{\sqrt{12}}{20} \text{ avec } l_f = 0,7l_0 = 214,2\text{cm} \Rightarrow \lambda = 214,2 \times \frac{\sqrt{12}}{20} = 37,10 \Rightarrow \lambda < \bar{\lambda}$$

Donc le calcul se fera à la flexion composée sans majoration des sollicitations.

b) Vérification a l'effort tranchant :

$$\tau = \frac{T_{UMax}}{b_0 \times d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28} ; 5\text{MPa}\right)$$

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b \times d} = \frac{359,16 \times 10^3}{5000 \times 4500} = 0,015\text{MPa}$$

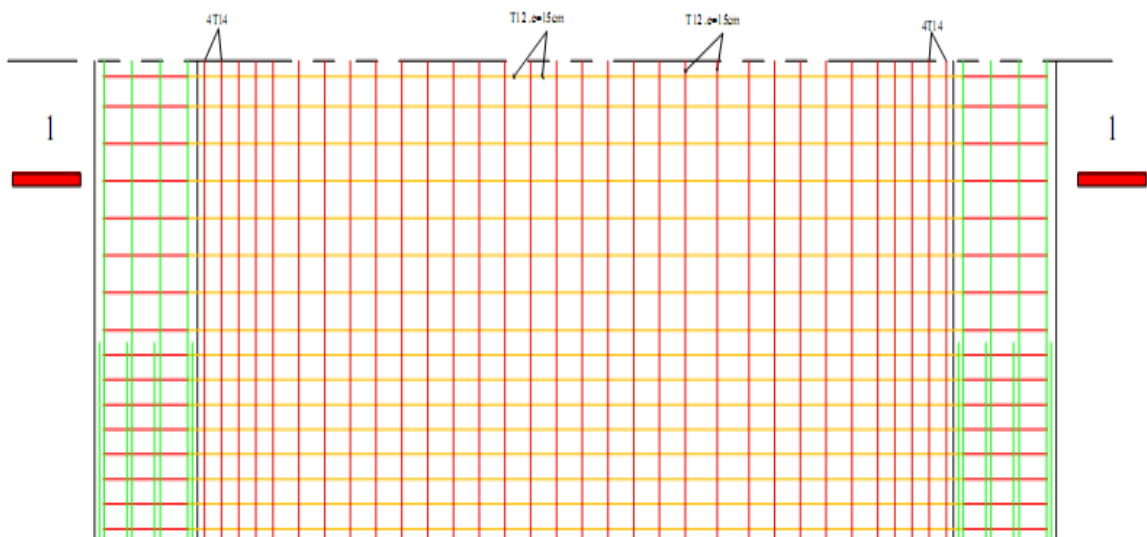
$$\bar{\tau}_u = \min\left(0,2 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa}\right) = 3,33\text{MPa} \quad \text{Fissuration peu nuisible.}$$

$$\tau_u = 0,015\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33\text{MPa}$$

c) Espacement minimal des armatures horizontales :

$$S_t < \min(30\text{cm}, 1,5 \times b)$$

Soit : **St= 15 cm.**



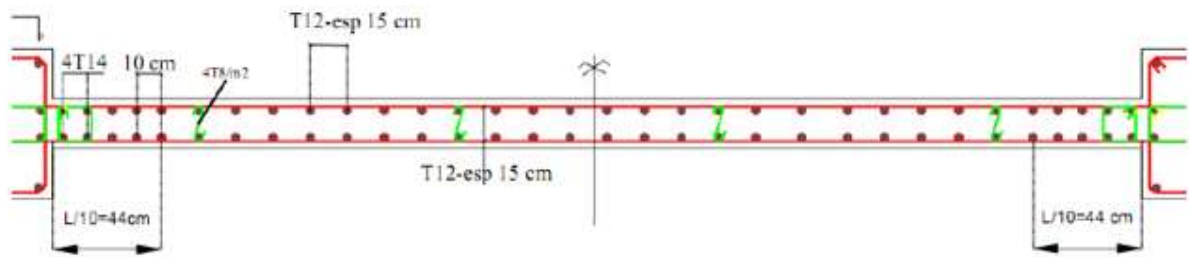


Figure (VI-5) Schéma de ferrailage pour un type voile

VI-5) Conclusion :

Dans ce chapitre on a étudié les différents éléments de la structure sous les différentes sollicitations obtenues par la modélisation par éléments finis avec le logiciel *Robot*.

Chaque élément structural est étudié séparément selon le mode de sollicitation qui lui revient. Après ça on va passer à l'étude de l'infrastructure, choix de fondation et de ferrailage.

CHAPITRE VII

Etude de l'infrastructure

VII- I -Introduction :

Le sous-sol est constitué de voiles périphériques et de fondations : ce sont des éléments de résistance de l'infrastructure qui doivent être capables de reprendre toutes les charges provenant de la superstructure et de les transmettre au bon sol (la bonne couche)

Un sol est caractérisé par sa capacité portante : pression (contrainte) admissible maximale que peut supporter un terrain de fondation sans aucun risque de rupture (poinçonnement) ou de tassement différentiel (non uniforme).

Le taux de travail à la rupture, représente la contrainte entraînant le poinçonnement du sol. De plus il ne faut pas qu'il y'ait de différence de tassement appréciable entre deux points porteurs de fondations, ce qui engendrait des désordres graves dans la superstructure (fissurations des murs, déformations des planchers).

Dans le cas de projet de grande surface et d'un terrain peut homogène, on adopte le taux de travail du sol le plus mauvais afin de limiter le tassement différentiel.

VII- II)-Etude du mur voile périphérique :

Le voile périphérique fonctionne comme un mur de soutènement chargé en une surface, en d'autres termes, c'est une caisse rigide assurant l'encastrement de la structure et la résistance contre la poussée des terres.

Le voile est calculé comme une dalle supposée uniformément chargée par la poussée des terres. Sa hauteur est déterminée entre le plan de fondation et le niveau (± 00). D'après le (RPA₉₉Version 2003), le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieure ou égale à 15 cm.
- Les armatures sont constituées de deux nappes, le pourcentage minimal est de 0,10% dans les deux sens horizontal et vertical.

Epaisseur du mur :

L'épaisse (e) du mur sera donnée par la condition suivante.

hauteur du mur: $h_e = 3 - 0,45 = 2,55$ m

$$e \geq \frac{h_e}{25} = \rightarrow e \geq \frac{255}{25} \rightarrow e \geq 10,2\text{cm} \rightarrow \text{on opte pour une epaisseur } e = 15 \text{ cm}$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3}{5} = 0,6 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

1)-Calcul de la poussée des terres :

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple selon le livre (Albert Fuentes) :On étudiera le panneau le plus défavorable, de dimension (5,70x5,20) m².La contrainte engendrée par la poussée des terres est notée par "q" dû eau poids volumique des terres est exprimée comme suit : $q = \gamma \cdot h_e \cdot A$

Où : γ : poids volumique des terres $\rightarrow \gamma = 18 \text{ KN/m}^3$.

A: coefficient de pussée $\rightarrow A = \tan^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) \rightarrow \varphi$: angle de frottement de la terre.

Et pour un terrain de gros éléments sans limons et argiles $\rightarrow \varphi = 30^\circ$

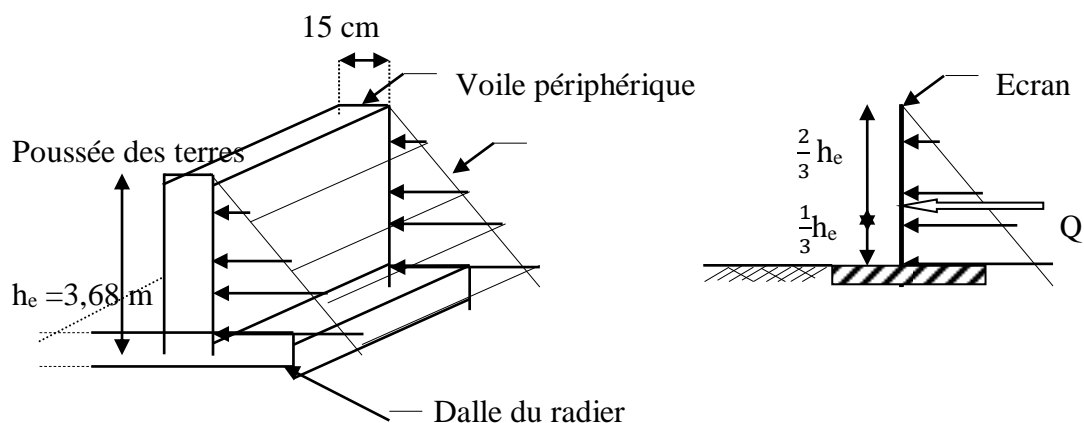


Figure (VII -1) : schéma statique d'un voile périphérique.

$$A = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \rightarrow A = \tan^2\left(\frac{180}{4} - \frac{30}{2}\right) \rightarrow A = 0,333$$

2)-Calcul des sollicitations :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

En travée : $M_{tx} = 0,75 M_{0x}$ $M_{ty} = 0,75 M_{0y}$

En appui : $M_{ax} = -0,5 M_{0x}$ $M_{ay} = -0,5 M_{0y}$

➤ Combinaison fondamentale :

E.L.U : $q_u = (1,35 \cdot \gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m \rightarrow q_u = 1,35 \cdot 18 \cdot 2,55 \cdot 0,333 \cdot 1 = 20,63 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $q_{ser} = (\gamma \cdot h_e \cdot A) \cdot 1m = 18 \cdot 2,55 \cdot 0,333 \cdot 1 = 15,28 \text{ KN/m}$

-Calcul des moments :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le panneau considéré		E.L.U.	E.L.S
Lx (m)		3	3
Ly (m)		5	5
ρ		0,6	0 ;6
μ_x		0,0812	0,0861
μ_y		0,305	0,0861
Moments isostatiques	M_{0x} (KN.m)	44. 18	34. 48
	M_{0y} (KN.m)	13. 47	16. 41
Moments en travée	M_{tx} (KN.m)	37,553	29,308
	M_{ty} (KN.m)	11,449	13,949
Moment en appui	M_{ax} (KN.m)	-13,25	-10,334
	M_{ay} (KN.m)	-22,09	-17,24

Tableau (VII-1) : Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

3)-Calcul du ferrailage :➤ **E.L.U :****Le sens X :****a)-En travée :**

Calcul d'une section rectangulaire (bx) avec b=100cm et e=15cm.

$$M_{ux}^t = 33,135 \cdot 10^3 \text{ N.m} ; d = 0,9 \cdot e = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{33,135 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,072$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0 \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,072}) = 0,093 ; \beta = 1 - 0,4 \cdot 0,093 = 0,96$$

$$A_u^t = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{33,135 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,96 \cdot 13,5} = 5,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui :

$$M_{ux}^a = 22,09 \cdot 10^3 \text{ N.m} ; d = 0,9 \cdot h = 0,9 \cdot 15 = 13,5 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b} = 14,2 \text{ MPa} ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}} = \frac{22,09 \cdot 10^3}{100 \cdot 13,5^2 \cdot 14,2} = 0,048$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\hat{A}_u = 0 \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \cdot 0,048}) = 0,061 ; \beta = 1 - 0,4 \cdot 0,061 = 0,97$$

$$A_u^a = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{22,09 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,97 \cdot 13,5} = 3,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Le sens Y :**a)-En travée :** Les mêmes calculs étant effectués, on donne directement les résultats

Calcul d'une section rectangulaire (bx) avec b=100cm et e=15cm.

$$M_{uy}^t = 10,102 \cdot 10^3 \text{ N.m} ; d = 13,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 14,2 \text{ MPa} ; \mu = 0,022$$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0,027 ; \beta = 0,98 ; A_u^t = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

b)-En appui : $M_{uy}^a = 17,24 \cdot 10^3 \text{ N.m} ; \mu = 0,07$

$$\mu \leq \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées}$$

$$\alpha = 0,09 ; \beta = 0,96 ; A_u^a = 0,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **E.L.S : Fissuration préjudiciable** → il faut calculer les armatures.

-En travée :

$$M_t \max = 0,75 \times 34,48 = 25,86 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{33.135}{25.86} = 1.28$$

$$\alpha = 0.093 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{CV}$$

-En appuis :

$$M_a \max = 0,5 \times 34,48 = 17,24 \text{ KN.m}$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{33.135}{25.86} = 1.28$$

$$\alpha = 0.061 < \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} = 0.39$$

$$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}} \Rightarrow \text{CV}$$

➤ **Armatures minimales :**

$$\text{R. P. A: } A_{\min} = 0,1\% \cdot b \cdot h = 0,1\% \cdot 100 \cdot 15 = A_{\min} = 1,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$\text{B. A. E. L: } A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} \rightarrow A_{\min} = \left(0,23 \cdot 100 \cdot 13,5 \cdot \frac{2,1}{400} \right) \rightarrow A_{\min} = 1,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Choix d'armatures :

« Sens X » :

$$\text{En travée : } A_x^t = \max(A_u; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}}) = \max(5,5; 1,63; 1,5)$$

$$A_x^t = 5,5 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra: **10T12/ml = 7,92 cm²/ml** → **St = 15cm**

$$\text{En appui : } A_x^a = \max(A_u; A_{ser}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}}) = \max(3,63; 1,63; 1,5)$$

$$A_x^a = 3,63 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prendra: $4T12/ml = 4,52 \text{ cm}^2/ml \rightarrow St = 15\text{cm}$.

« Sens Y » :

En travée : $A_y^t = \max(A_u; A_{ser}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}}) = \max(1,63; 1,63; 1,5)$

$$A_y^t = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

On prendra: $3T14/ml = 4,62 \text{ cm}^2/ml \rightarrow St = 15\text{cm}$

En appui : $A_y^a = \max(A_u; A_{ser}; A_{\min \text{ BAEL}}; A_{\min \text{ RPA}}) = \max(0,5; 1,63; 1,5)$

$$A_y^a = 1,63 \text{ cm}^2/ml$$

On prendra: $4T14/ml = 4,52 \text{ cm}^2/ml \rightarrow St = 15\text{cm}$

-Tableau récapitulatif de ferrailage du mur voile périphérique :

	Ferrailage						
	Appuis			Travées			
	Armatures calculées		Armatures adaptées	Armatures calculées			Armatures adaptées
Le sens	A_u^a (cm^2)	A_{\min}^a (cm^2)	A^a	A_u^t (cm^2)	A_{ser}^t (cm^2)	A_{\min}^t (cm^2)	A^t
Sens X	3,63	1,63	T12 , e = 15 cm	4,24	5,5	1,63	T12 , e = 15 cm
Sens Y	0,5	1,63	T14 , e = 15 cm	3,47	1,63	1,63	T14 , e = 15 cm

Tableau (VII-2) : Évaluation des sections d'armatures longitudinales du voile périphérique.

VII.3-Etude du radier :

a)-Pré-dimensionnement du radier :

Le radier général est une semelle continue sur toute la surface de l'ouvrage, il fonctionne comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux et les voiles de l'ossature, soumis à la réaction du sol agissant du bas vers le haut d'une manière uniforme (radier supposé infiniment rigide), son épaisseur doit satisfaire les conditions suivantes :

- Condition de rigidité.
- Condition forfaitaire.
- Condition de non cisaillement.

➤ Condition de non poinçonnement.

a-1) Condition de rigidité :

$$\text{radier rigide} \Rightarrow L_e \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

$$L_e = 4 \cdot \sqrt{\frac{4xEI}{Kxb}}$$

L_e : est la longueur élastique.

L_{\max} : la plus grande distance entre deux files parallèles = 5 m.

b : largeur du radier, on travaille sur une bande de 1 m.

E : Module de déformation = $3,2 \cdot 10^6$ t/ml

I : inertie d'une bande de 1m du radier $I = \frac{b \cdot h_r^3}{12}$

h_r : Hauteur du radier.

K : coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface pour un sol moyen.

$$K = 40 \text{ MN/m}^2$$

D'après les 3 expressions ci-dessus on obtiendra la condition sur la hauteur d'un radier rigide :

$$h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot K \cdot L_{\max}^4}{E \cdot \pi^4}} \rightarrow h_r \geq \sqrt[3]{\frac{48 \cdot 40 \cdot 5,70^4 \cdot 10^2}{3,2 \cdot 10^6 \cdot \pi^4}} \rightarrow h_r \geq 0,86 \text{ m} \dots \dots \dots (1)$$

a-2) Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} \rightarrow \frac{5}{8} \leq h_r \leq \frac{5}{5} \rightarrow 50 \leq h_r \leq 62,5 \text{ (cm)} \dots \dots \dots (2)$$

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est : $h_r = 100 \text{ cm}$

L'emprise totale avec un débordement (D) sera :

$$S' = S_1 + D \times 2 \times (L_x + L_y)_1$$

L_x : Largeur en plan

L_y : Longueur en plan

-Calcul du débordement « D » :

$$D \geq \max\left(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm}\right) \text{ où : } h_r = 100 \text{ cm}$$

On prend $D = 50 \text{ cm}$ alors l'emprise total avec D est :

$$S' = 4 \times (1,5 \times 1,5) + 8 \times (2 \times 2) + 20 \times (2,5 \times 2,5) + 26 \times (2 \times 5) + 2 \times (2 \times 3,75) = 441 \text{ m}^2.$$

a-3) Condition de non cisaillement :

D'après le BAEL 91 : Pour le panneau le plus défavorable :

On a: $L_x = 4,4$ m et $L_y = 5$ m

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot h_r} \quad \text{et } T_{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$\text{la fissuration est préjudiciable } \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa.}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = \frac{4,4}{5} = 0,9 > 0,4 \rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux directions.}$$

$$\text{Donc: } T_x = q \cdot \frac{L_x \cdot L_y}{(2 \cdot L_y + L_x)} \quad \text{et} \quad T_y = q \cdot \frac{L_x}{3}$$

q : charge répartie sur la dalle de radier :

$$q = \frac{N}{S_t} = \frac{82360}{441} = 186,76 \text{ KN/m}^2$$

$$T_x = 186,76 \cdot \frac{4,4 \cdot 5}{(2 \cdot 5 + 4,4)} \rightarrow T_x = 219,98 \text{ KN/ml}$$

$$T_y = 186,76 \cdot \frac{4,4}{3} \rightarrow T_y = 273,91 \text{ KN/ml}$$

$$T_{\max} = \max(T_x; T_y) \rightarrow T_{\max} = \max(219,98 ; 273,91) \rightarrow T_{\max} = 273,91 \text{ KN/ml}$$

$$h_r \geq \frac{T_{\max}}{b \cdot 0,9 \cdot \overline{\tau_u}} \rightarrow h_r \geq \frac{273,91}{1,0 \cdot 0,9 \cdot 2,500} \rightarrow h_r \geq 0,13 \text{ cm} \dots \dots \dots (3)$$

a-4) Condition de non poinçonnement :

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28}$$

Avec : $\rightarrow U_c$: périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier.

$$U_c = 2 \cdot (a_1 + b_1) \rightarrow \begin{cases} a_1 = a + h \\ b_1 = b + h \end{cases} \rightarrow U_c = 2 \cdot (a + b + 2h_r)$$

N_u : Charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculé à l'E.L.U.R.

Pour notre structure $N_{u\max} = 2849,97 \text{ KN}$ appliqué sur un poteau de section rectangulaire de dimension $a = 50$ cm ; $b = 50$ cm.

$$N_u \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot f_{c28} \rightarrow N_u \leq 0,045 \cdot f_{c28} \cdot 2 \cdot (a + b + 2h_r) \cdot h_r$$

$$2849,97 \leq 2250 \cdot (0,50 + 0,50 + 2h_r) \cdot h_r \rightarrow h_r \geq 0,91 \text{ m}$$

Pour satisfaire les quatre conditions, on prend une hauteur totale égale à **hr = 140cm**

Le radier est constitué par un plancher renversé composé d'un système de poutres orthogonales et une dalle pleine.

➤ **Hauteur de la nervure (h_n) :**

$$h_n \geq \frac{L}{10} \rightarrow h_n \geq \frac{4,4}{10} \rightarrow h_n \geq \frac{4,4}{10} \rightarrow 0,44 \text{ m} \rightarrow h_n \geq 44 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } h_n = 80 \text{ cm}$$

➤ **Epaisseur de la dalle :**

$$e \geq \frac{L}{20} \rightarrow e \geq \frac{4,4}{20} \rightarrow e \geq 0,22 \text{ m} \rightarrow e \geq 22 \text{ cm} \rightarrow \text{on prend } e = 60 \text{ cm}$$

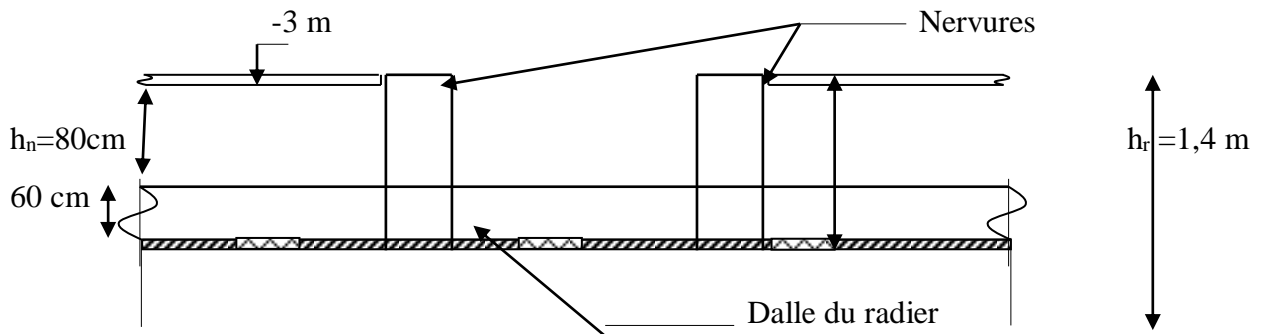


Figure (VII-2) : Dimension du radier.

b)-Dimensionnement des poutres :

b-1) Poutre principale :

Avec L : la portée entre nus d'appuis de la poutrelle.

$$b_1 \leq \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{10} \\ \frac{(L_n - b_0)}{2} \end{array} \right.$$

$$b = 2 \cdot b_1 + b_0$$

$$h = 140 \text{ cm}; h_0 = 60 \text{ cm}; b_0 = 40 \text{ cm}$$

$$b \leq \left(\frac{2 \cdot L_{\max}}{10} + b_0 \right) \rightarrow b \leq \left(\frac{2,1}{10} + 40 \right) \rightarrow b \leq 126 \text{ cm.}$$

On prend: $b = 130$ cm

$$\rightarrow b_1 = 45 \text{ cm} \quad b = 2 \times 45 + 40 = 140 \text{ cm}$$

b-2) Poutre secondaire (les poutres supportent la charge triangulaire):

On prendra le même dimensionnement que celui de la poutre principale :

$$h = 130 \text{ cm}; h_0 = 60 \text{ cm}; b_0 = 40 \text{ cm}; b_1 = 45 \text{ cm}; b = 130 \text{ cm.}$$

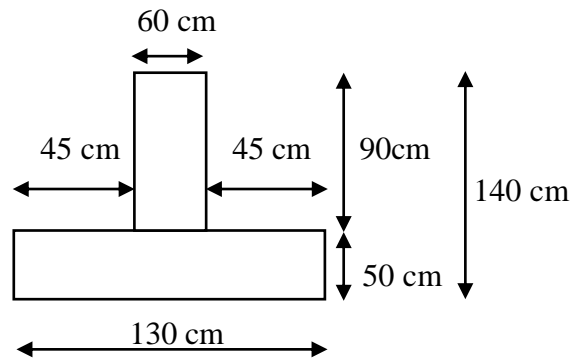


Figure (VII-3) :Section transversale des nervures dans les deux sens.

c-Détermination des sollicitations :

Caractéristiques du radier : $h = 140 \text{ cm}$; $e = 60 \text{ cm}$. Surface du radier : $S = 441 \text{ m}^2$

-Centre de gravité de la section du radier

$$X_G = \frac{\sum S_i x_i}{\sum S_i} = 14,20 \text{ m. } Y_G = \frac{\sum S_i y_i}{\sum S_i} = 7,5 \text{ m.}$$

$$I_{xx} = 7987,5 \text{ m}^4. I_{yy} = 28632,88 \text{ m}^4.$$

Calcul du poids propre du radier :

➤ Poids du radier sans nervures :

$$G_{\text{radier}} = S \cdot e \cdot \gamma_b \rightarrow G_{\text{radier}} = 441 \cdot 0,60 \cdot 25 \rightarrow G_{\text{radier}} = 6615 \text{ KN.}$$

➤ Poids des poutres principales :

La longueur totale des poutres principales : $L_{pp} = 120 \text{ m}$

$$G_{pp} = h_n \cdot b_0 \cdot L_{pp} \cdot \gamma_b = 0,80 \cdot 0,40 \cdot 120 \cdot 25 \rightarrow G_{pp} = 960 \text{ KN.}$$

➤ Poids propre des poutres secondaires :

La longueur totale des poutres secondaires : $L_{ps} = 170,4 \text{ m}$

$$G_{ps} = h_n \cdot b_0 \cdot L_{ps} \cdot \gamma_b = 0,80 \cdot 0,40 \cdot 170,4 \cdot 25 \rightarrow G_{ps} = 1363,2 \text{ KN.}$$

Donc le poids total du radier $\rightarrow P_r = G_{\text{radier}} + G_{pp} + G_{ps} \rightarrow P_r = 8928,2 \text{ KN}$

➤ Charge d'exploitation :

$$Q_{\text{radier}} = S \cdot 5 \rightarrow Q_{\text{radier}} = 441 \cdot 5 = 2205 \text{ KN.}$$

-Sollicitation du radier d'après robot

	N (KN)	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
E.L.U	4491,76	136,93	30,30
E.L.S	3279,16	99,72	22,06

Tableau (VII-3) : les différentes sollicitations sur le radier.

3-Combinaison d'action :

Situation durable ou transitoire :

$$\mathbf{E.L.U:} (1,35G + 1,5p) + (1,35P_r + 1,5Q)$$

$$N_u = N_u^1 + N_u^2$$

N_u^1 : la somme algébrique de toutes les réactions sur le radier.

N_u^2 : poids du radier en tenant compte des nervures et surcharges d'exploitation.

$$\begin{cases} N_u = 4491,76 + (1,35 \cdot 8928,2 + 1,5 \cdot 1363,2) \rightarrow N_u = 18589,63 \text{ KN.} \\ M_x = 136,93 \text{ KN.m} \\ M_y = 30,30 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\mathbf{E.L.S :} (G + p) + (P_r + Q)$$

$$\begin{cases} N_{ser} = 3279,16 + (8928,2 + 1363,2) \rightarrow N_{ser} = 13570,56 \text{ KN.} \\ M_x = 99,72 \text{ KN.m} \\ M_y = 22,06 \text{ KN.m} \end{cases}$$

4-Vérification des contraintes sous radier :

$$\sigma_{1;2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v \quad \text{et} \quad \sigma_m = \frac{3 \cdot \sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Avec ; v: ordonnée du centre de gravité

a-Situation durable et transitoire :**➤ ELU :****Sens X-X :**

$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{18589,63}{441} \pm \frac{136,93}{5069481,96} \cdot 11,92 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3,4 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 3,7 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 3,48 \text{ bars.}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{18589,63}{441} \pm \frac{30,30}{5172931,96} \cdot 9,903 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 4 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 4 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 4 \text{ bars.}$$

➤ ELS :**Sens X-X :**

$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{3279,16}{441} \pm \frac{99,72}{5069481,96} \cdot 11,92 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 3,6 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 2,7 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 3,38 \text{ bars.}$$

Sens Y-Y :

$$\sigma_{1;2} = \left[\frac{3279,16}{441} \pm \frac{22,06}{5172931,96} \cdot 9,903 \right] \cdot 10^{-2} \rightarrow \begin{cases} \sigma_1 = 2,9 \text{ bars} \\ \sigma_2 = 1 \text{ bars} \end{cases} \rightarrow \sigma_m = 2,43 \text{ bars}$$

Remarque :

Les contraintes calculées sous le radier sont inférieures à la contrainte admissible du sol avec ($\overline{\sigma}_{\text{sol}} = 2 \text{ bars}$).

5-Vérification de l'effet de sous pression :

Sous l'effet de la pression hydrostatique, on peut rencontrer le phénomène de soulèvement du bâtiment, pour cela on doit vérifier :

$$P > 1,5.S. \gamma .Z$$

P : poids du bâtiment.

S : surface du radier.

Z : ancrage du bâtiment dans le sol.

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN/m}^3$)

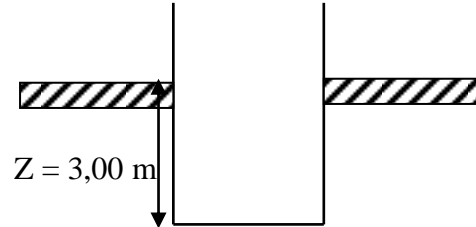


Figure (VII-4) Encrage de la structure

$$P = 135705,6 \text{ KN} > 1,5. 441 .10.3 = 19845 \text{ KN} \rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

Donc notre structure ne risque pas de se soulever sous l'effet de la pression hydrostatique ; notre bâtiment est stable.

III)- Ferrailage du radier :

$$\rho = L_x/L_y = 4,4/5=0,9$$

La dalle travaille dans les deux directions. Le calcul se fera pour une bande de 1 m. La fissuration est considérée comme préjudiciable.

1-Détermination des sollicitations :

Tous les panneaux portent dans les deux sens :

$$M_{0x} = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \quad M_{0y} = \mu_y \cdot M_{0x}$$

$$\text{En travée : } M_{tx} = 0,75 M_{0x} \quad \text{En appui : } M_{ax} = -0,5 M_{0x}$$

$$M_{ty} = 0,75 M_{0y} \quad M_{ay} = -0,5 M_{0y}$$

Considérant le panneau le plus défavorable :

$$L_x = 4,4 \text{ m et } L_y = 5 \text{ m}$$

$$\begin{cases} q_u = \sigma_m \cdot 1\text{m} \rightarrow q_u = 400 \cdot 1 \rightarrow q_u = 400 \text{ KN/ml} \\ q_{\text{ser}} = \sigma_m \cdot 1\text{m} \rightarrow q_{\text{ser}} = 243 \rightarrow q_u = 243 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

-Calcul des moments :

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Le panneau considéré		E.L.U.R	E.L.S
Lx (m)		4,4	5
Ly (m)		4,4	5
P		0,9	0,9
μ_x		0,0458	0,0529
μ_y		0,778	0,846
Moments Isostatiques	M _{0x} (KN.m)	354.67	248.86
	M _{0y} (KN.m)	275.93	210.54
Moments en travée	M _{tx} (KN.m)	266.002	186.64
	M _{ty} (KN.m)	206.94	157.90
Moment en appui	M _{ax} (KN.m)	-177.33	-124.43
	M _{ay} (KN.m)	-137.96	-105.27

Tableau (VII-4) : Détermination des moments fléchissant en appuis et en travée.

Calcul des armatures :

Sens x-x :En travée (ELU) :

$$M_u = 266.002 \text{ KN.m} = 0,9.h \rightarrow d = 0,9.60 \rightarrow d = 54 \text{ cm.}$$

$$\mu = 0,07 \quad \mu < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow \text{On est en pivot A ; } \hat{A}_u = 0$$

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \alpha = 0,175 ; \beta = 0,93 ; A_u^t = 15,22 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

-En travée (ELS) :

$$M_{ser} = 186.64. \text{ m}$$

Puisqu'on a une fissuration préjudiciable, on calcul A_{ser} :

$$\bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa.}$$

$$\mu_1 = 2,8.10^{-3} ; \lambda = 1,08 ; \cos \varphi = 0,886 ; \varphi = 27,64^\circ ; \alpha_1 = 0,262 ; K_1 = 42,23.$$

$$\sigma_{bc} = \frac{201,66}{42,23} = 4,77 \text{ MPa} \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ il n'y'a pas d'armature comprimée.

$$\Rightarrow A'_{ser} = 0 \quad \beta_1 = 0,83. \quad A_{ser}^t = \frac{M_{ser}}{\bar{\sigma}_s \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{186,84 \cdot 10^3}{201,66 \cdot 0,83 \cdot 54} = 20,67/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité** $A_{min} = 0,23. b. d. \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23.100.54. \frac{2,1}{400} = 6,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Armatures finales** : $A_{rxx}^t = \max(A_u^t ; A_{ser}^t ; A_{min}) = \max(15,22 ; 20,67 ; 6,52)$

→ $A_{rxx}^t = 20,67 \text{ cm}^2/\text{ml}$

-En appuis (ELUR) :

$$M_u = -177.33 \text{ KN.m} = 0,9.h \rightarrow d = 0,9.60 \rightarrow d = 54 \text{ cm.}$$

$\mu = 0,05\mu \leq \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow$ On est en pivot A ; pas d'armatures comprimées

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa} ; \quad \alpha = 0,06 ; \beta = 0,976$$

$$A_u^a = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{177,33 \cdot 10^3}{348 \cdot 0,976 \cdot 54} = 9,67 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

En travée (ELS) :

$$M_{\text{ser}} = -124.43 \text{ KN.m}$$

Puisqu'on a une fissuration préjudiciable, on calcul A_{ser} :

$$\bar{\sigma}_s = 201,66 \text{ MPa}$$

$$\mu_1 = 1,86 \cdot 10^{-3} ; \lambda = 1,055 ; \cos \varphi = 0,92 ; \varphi = 23,07^\circ ; \alpha_1 = 0,22 ; K_1 = 53,18.$$

$$\sigma_{bc} = 3,79 \text{ MPa} \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{28} = 15 \text{ MPa.}$$

On a : $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \Leftrightarrow$ il n'y'a pas d'armature comprimée.

$$\Rightarrow A'_{\text{ser}} = 0 \beta_1 = 0,92. \quad A_{\text{ser}}^a = 12,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

➤ **Condition de non fragilité** $A_{\text{min}} = 6,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Armatures finales** : $A_{r \text{ xx}}^a = \max(A_u^a ; A_{\text{ser}}^a ; A_{\text{min}}) = \max(9,67 ; 12,42 ; 6,52)$

$$A_{r \text{ xx}}^a = 12,42 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On donne dans ce qui suit, un tableau de ferrailage du radier :

	ELS	Travée	Appui
Sens XX	M (KN.m)	266.002	-177.33
	A_{ser} (cm ²)	20,67	12,42
	A_{min} (cm ²)	6,52	6,52
	$A_{\text{adaptée}}$ (cm ²)	8T20	4T20
Sens YY	M (KN.m)	206.94	-137.96
	A_{ser} (cm ²)	20,67	12,42
	A_{min} (cm ²)	6,52	6,52
	$A_{\text{adaptée}}$ (cm ²)	8T20	4T20

Tableau (VII-5) : Tableau de ferrailage du radier.

IV- Ferrailage des poutres :

Il existe deux types de poutres :

- ✓ Poutres principales : supportent les charges trapézoïdales.
- ✓ Poutres secondaires : supportent les charges triangulaires.

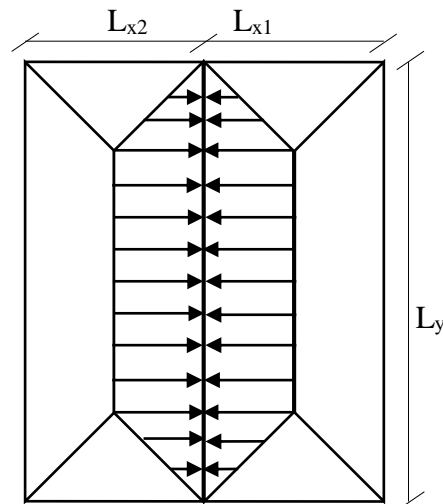


Figure (VII-5) : Distribution des charges sur la poutre principale.

➤ **Poutres principales :**

$$q_1 = \bar{q} \cdot \left[\frac{(2 \cdot L_y - L_x)}{2} \right] \cdot \frac{2}{L_y} \rightarrow q_1 = \bar{q} = \left[\frac{(2 \cdot L_y - L_x)}{L_y} \right]$$

$$\text{ELU} \rightarrow q_{1u} = \bar{q}_u \cdot \left[\frac{(2 \cdot L_y - L_x)}{L_y} \right] = 400 \cdot \left[\frac{(2 \cdot 4,4 - 5)}{4,4} \right] \rightarrow q_1 = 345,45 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_{1ser} = \bar{q}_{ser} \cdot \left[\frac{(2 \cdot L_y - L_x)}{L_y} \right] = 243 \cdot \left[\frac{(2 \cdot 4,4 - 5)}{4,4} \right] \rightarrow q_1 = 209,86 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Poutres secondaires :**

$$L_x = 4,3\text{m et } L_y = 5\text{m } q_2 = \bar{q}_u \cdot \frac{L_x}{2} \cdot \frac{2}{L_x} \rightarrow q_2 = \bar{q}_u$$

$$\text{ELU} \rightarrow q_{2u} = \bar{q}_u \rightarrow q_{2u} = 345,45 \text{ KN/ml.}$$

$$\text{ELS} \rightarrow q_{2ser} = \bar{q}_{ser} \rightarrow q_{2u} = 209,86 \text{ KN/ml.}$$

-Ferrailage :

➤ **armatures minimales selon B.A.E.L.91 :**

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{tj}}{f_e} = 0,23 \cdot 40 \cdot 0,9 \cdot 80 \cdot \frac{2,1}{400} = 3,47 \text{ cm}^2$$

➤ **armatures minimales selon B.A.E.L.91 :**

$$A_{\min} = 0,5\% \cdot b \cdot h \rightarrow 0,5\% \cdot 40 \cdot 80 \rightarrow A_{\min} = 16 \text{ cm}^2$$

A partir du logiciel robot 2009 ,les valeurs des moments en travées et en appuis des poutres principales et poutres secondaires sont données dans les deux tableaux ci-dessous :

a)-Poutres principales :

Tableau des sollicitations et de ferrailage :

Sollicitation et ferrailage des poutres principales		ELU	ELS
Moment en travée	KN.m	1025,89	820,65
Moment en appui	KN.m	1265,43	1036,90
Effort tranchant	KN	648,27	
Armatures en travée	cm ²	20,61	
Armatures adoptées	cm ²	4T20+8T16	
Armatures en appui	cm ²	20,61	
Armatures adoptées	cm ²	4T20+8T16	

Tableau (VII-6) : valeurs des sollicitations et de ferrailage poutres principales.

b)-Poutres secondaires :

Tableau des sollicitations et de ferrailage :

Sollicitation et ferrailage des poutres secondaires		ELU	ELS
Moment en travée	KN.m	2509,06	1858,64
Moment en appui	KN.m	627,26	464,64
Effort tranchant	KN	211,2	
Armatures en travée	cm ²	20,61	
Armatures adoptées	cm ²	4T20+8T16	
Armatures en appui	cm ²	20,61	
Armatures adoptées	cm ²	4T20+8T16	

Tableau (VII -7) : valeurs des sollicitations et de ferrailage poutres secondaires.

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

-Poutres principales :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{211,2 \cdot 10^3}{40,72 \cdot 100} = 0,73 \text{ MPa}$$

$$\text{la fissuration est préjudiciable} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa. } \tau_u = 0,73 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

-Poutres secondaires :

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u}$$

$$\text{avec: } \tau_u = \frac{T_{\max}}{bd} \rightarrow \tau_u = \frac{1363,2 \cdot 10^3}{45,85 \cdot 100} = 2,48 \text{ MPa}$$

$$\text{la fissuration est préjudiciable} \Rightarrow \overline{\tau_u} = \min\left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right)$$

$$\Rightarrow \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa. } \tau_u = 2,48 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \quad \text{Condition Vérifiée.}$$

❖ Conclusion :

Dans ce chapitre non avons calculé le ferrailage du voile périphérique selon les règlements (RPA – BAEL).

Nous avons aussi calculé et ferraille les fondations après vérification entre les types de fondation.

A la fin de ce chapitre. Nous pouvons dire que nous avas terminé l'étude à tous les niveaux.

*CONCLUSION
GENERALE*

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 Robot a fin d'interpréter les résultats qui nous ont permis d'aboutir au ferrailage des différents éléments de construction.

Le but de cette étude et de chercher une meilleur configuration de la structure en matière de disposition des voiles en minimisant le nombre de ces derniers à travers les cas étudiés dans se mémoire, qui ont fournie des résultats cohérents et significatifs pour confirmer ainsi les indications énoncées dans la littérature , en outre 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 minimiser toutes les contraintes, et arriver a une sécurité parasismique réaliser sans surcoût important (aspect économique) .

Enfin, nous espérons que ce modeste travail sera une référence pour d'autres projets de fin d'études.

BIBLIOGRAPHIE

Références bibliographiques

Livre :

- ✓ Cours de béton armé BAEL 91 modifié 99 et DTU associés : Jean-Pierre Mougins.
- ✓ Règles Parasismiques Algériennes RPA99/version2003.
- ✓ Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé CBA 93.
- ✓ Règles (BAEL 91 modifié 99) techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états –limites.
- ✓ DTR B-C 2-2 charges permanentes et charges d'exploitation.
- ✓ Pratique de béton armé B.A.E.L 91-Jean perchât et Jean roux.
- ✓ Mémoire de fin d'étude des promotions précédentes.

Résumé

Le but de ce travail est l'étude d'une structure de bâtiment à usage d'habitation en béton armé (RDC+9) implanté à la wilaya de Sidi Bellabes qui est classée comme une zone de sismicité moyenne. La résistance du bâtiment dont la vue en plan est en forme de rectangle , est assurée par un système de contreventement mixte (portiques + voiles), La conception a été faite selon les règlements de construction en vigueur (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91) L'étude dynamique a été faite à l'aide logiciel Robot .

The goal of this work is the study of a building structure for residential use in reinforced concrete (RDC + 9) located in the wilaya of Sidi Bellabes which is classified as an area of medium seismicity. The strength of the building, the plan view of which is in the shape of a rectangle, is ensured by a mixed bracing system (gantries + walls), The design was made according to the building regulations in force (RPA99 version 2003, CBA93, BAEL91) The dynamic study was done using Robot software.

الهدف من هذا العمل هو دراسة هيكل مبنى للاستخدام السكني في الخرسانة المسلحة يقع في ولاية سيدي بلعباس المصنفة كمنطقة زلزالية متوسطة. يتم ضمان قوة المبنى ، الذي يكون عرض المخطط له على شكل مستطيل ، من خلال نظام دعامة مختلط (جسور متحركة + جدران) ، وقد تم التصميم وفقاً للوائح البناء أجريت الدراسة الديناميكية باستخدام (RPA99 ، الإصدار 2003 ، CBA93 ، BAEL91) المعمول بها برنامج الروبوت.

