

République algérienne démocratique et populaire
Ministère de l'enseignement supérieure et de la recherche scientifique
Université Abderrahmane mira de Bejaia
Faculté de technologie
Département de génie civil

mémoire de fin d'études

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

THEME

**Etude d'un bâtiment en R+6 avec 4 entre-sol à usage
d'habitation**

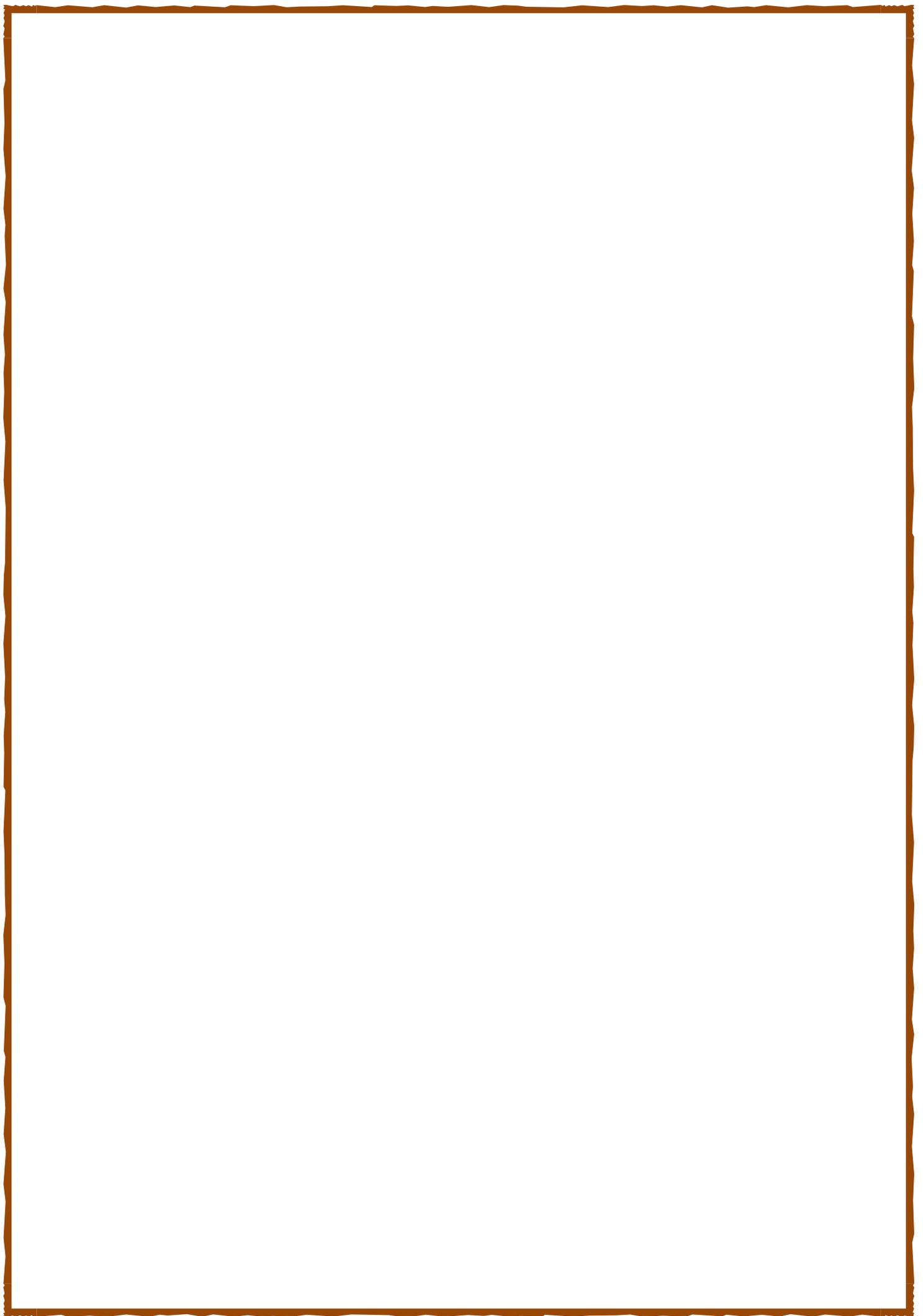
Présenté par :

M^{lle}. KATTI Mouni
M^{lle}. SAIDANI Soraya

Encadré par :

M^r. OURTEMACHE .M

JUIN 2015



Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier Dieu le tout puissant pour nous avoir donné la force et la patience pour mener a terme ce travail.

Nous remercions nos familles qui nous ont toujours encouragé et soutenu durant toutes nos études.

Nous adressons notre reconnaissance et nos remerciements à notre promoteur M^{er} ourtemache pour avoir accepté de nous guider sur le bon chemin du travail.

Nous remercions les membres de jury qui nous font l'honneur de juger ce travail.

Notre sincère gratitude va vers tous ceux qui ont participé de près ou de loin à ce travail.

. Soraya et mouni

Dédicaces

*Avec joie, fierté et respect, Je dédie ce
mémoire :*

*À mon très cher père (BOUZID) « Que dieu
aie son âme ».*

*Et particulièrement à ma très chère
Maman (FARIDA) qui a toujours été là pour
moi .*

À ma chère petite sœur (ZOUZA) .

À toute ma famille sans exception .

*Et un grand merci à l'ingénieur monsieur
(MADI ACHOUR) et madame (ATROUNE LYDIA)
et architectes (TOUFIK , YAZID , SMAIL...*

À ma chère binôme MOUNI .

*Enfin je le dédie à tous mes amis, et à
tous ceux qui me sont chère.*

Sonia.

Dédicaces

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

Je dédie ce mémoire :

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

A mes chers sœurs et mon frère.

A toute ma famille sans exception.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère.

En fin, je remercie ma chère binôme Sonia.

KATTI MOUNI

SOMMAIRE

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction	P1
I.2. Caractéristiques de l'ouvrage	P1
I.3. Caractéristiques structurales	P2
I.4. Règlements et normes utilisés	P3
I.5. Etats limites de calcul [BAEL 91 modifié 99 et DTU associé]	P3
I.6. Actions et sollicitations de calcul	P6
I.7. Définitions et caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	P8
I.8. Conclusion	P16

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1. Introduction	P17
II.2. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux	P17
II.3. pré-dimensionnement des éléments structuraux	P27
II.4. Conclusion	P40

Chapitre III : Etude des éléments secondaires

III.1 Introduction	P41
III.2. Etude des planchers	P41
III.3. Etude des dalles pleine	P61
III.4. Etude des escaliers	P73
III.4.5. Etude des poutres palières	p77
III. 5. Etude de l'acrotère	P84
III.6. Conclusion	P91

Chapitre IV : Etude dynamique

IV.1. Introduction	P93
IV.2. Objectifs et exigences	P93
IV.3. Méthodes de calcul	P93
IV.4. Exigences de RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes	P97
IV.5. Modélisation et résultats	P98
IV.6. conclusion	P107

Chapitre V : Etude des éléments principaux

V.1. Introduction	P108
V.2. Etude des poutres	P108

V.3. Etude des poteaux	P117
V.4. Etude des voiles	P128
V.5. Conclusion	P135

Chapitre VI : Etude des fondations

VI .1. Introduction	P136
VI.2. Choix du type de fondation	P136
VI .3. Combinaisons d'actions à considérer	P136
VI .4. Etude des fondations	P137
VI.5. Voile périphérique	P151
VI.6. Conclusion.....	P156

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

LISTE DES FIGURES

Figure I.1 : règle des trois pivots	P5
Figure I.2 : Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.....	P9
Figure I.3 : Diagramme contrainte- déformation [BAEL91]	P11
Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation. [BAEL91]	P12
Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation	P14
Figure II.1 : Coupe du Plancher à corps creux	P18
Figure II.2 : Schéma de la disposition des poutrelles du 4 ^{ème} entre-sol au 5 ^{ème} étage.....	P19
Figure II.3 : Schéma de la disposition des poutrelles du 6 ^{ème} étage.	P19
Figure II.4 : Schéma d'une poutrelle	P20
Figure II.5 : Panneau de dalle D1	P21
Figure II.6 : Panneau de dalle D2.....	P21
Figure II.7 : Panneau de dalle D3.....	P21
Figure II.8 : Panneau de dalle D4.....	P21
Figure II.9 : Panneau de dalle D5.....	P22
Figure II.10 : Panneau de dalle D6.....	P22
Figure II.11 : Panneau de dalle D7.....	P22
Figure II.12 : Panneau de dalle D8.....	P22
Figure II.13 : Détail d'un escalier	P24
Figure II.14 : Schéma d'escaliers type 01.	P24
Figure II.15 : Schéma de l'acrotère.....	P26
Figure II.16 : Schéma des surfaces afférentes du 4 ^{ème} enter-sol au 5 ^{ème} étage.....	P33
Figure II.17 : Schéma des surfaces afférentes du 6 ^{ème} étage.	P34
Figure II.18 : Schéma de dégression des surcharges.....	P35
Figure III.1 : Dimensions de la poutrelles.....	P41
Figure III.2 : Les moments aux appuis pour une poutre à deux appuis.	P43
Figure III.3 : Les moments aux appuis pour une poutre à plusieurs appuis.....	P44
Figure III.4 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.	P45
Figure III.5 : Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.	P45
Figure III.6 : Schéma statique de la poutrelle type 1.....	P46

Figure III.7 : diagramme des moments fléchissant.	P48
Figure III.8 : diagramme des efforts tranchant.	P49
Figure III.9 : Schéma de ferrailage des poutrelles.	P60
Figure III.10 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.	P60
Figure III.11 : schéma de la dalle D ₅	P61
Figure III.12 : schéma statique de la dalle D ₅	P61
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de la console	P64
Figure III.14 : schéma de la dalle D ₂	P65
Figure III.15 : Schéma de ferrailages des dalles sur deux appuis.	P68
Figure III.16 : dalle pleine sur 3 appuis.	P69
Figure III.17 : Schéma de ferrailages des dalles sur trois appuis.	P72
Figure III.18 : Schéma statique de l'escalier type 1.	P73
Figure III.19 : Schéma de ferrailage de l'escalier	P77
Figure III.20 : Schéma ferrailage de la poutre palière.	P83
Figure III.21 : Schéma statique de l'acrotère.	P84
Figure III.22 : Les Sollicitations sur l'acrotère.	P85
Figure III.23 : Schéma de ferrailage de l'acrotère	P90
Figure IV.1 : Disposition des voiles.	P99
Figure IV.2 : Mode 1 (translation suivant Y).	P100
Figure IV.3 : Mode 2 (translation suivant X).	P101
Figure IV.4 : Mode 3 (Rotation autour de Z).	P101
Figure V.1 : Dispositions constructives portiques.	P110
Figure V.2 : Disposition constructive des poutres.	P115
Figure V.3 : Zone nodale.	P118
Figure V.4 : Section d'un poteau.	P123
Figure V.5 : Les moments sur la zone nodale.	P124
Figure V.6 : Disposition des armatures verticales dans des voile.	P133
Figure V.7 : Schémas de ferrailage de V _{X1} du 4 ^{ème} , 3 ^{ème} entre sol	P134
Figure V.8 : Schémas de ferrailage de V _{X1} du 2 ^{ème} entre sol au ,6 ^{ème} étage.	P134
Figure V.9 : Schémas de ferrailage de V _{y1} du 4 ^{ème} entre sol au ,6 ^{ème} étage.	P135
Figure VI.1 : Vue d'une semelle isolée.	P137
Figure VI.2 : Vue d'une semelle filante.	P138
Figure VI.3 : Présentation de la zone d'impact de la charge.	P141

Figure VI.4 : Schéma de ferrailage du radier.....	P146
Figure VI.5 : Schéma de rupture de la dalle du radier.....	p147
Figure VI.6 : Schémas des Sollicitations sur les nervures longitudinales.....	P148
Figure VI.7 : Schémas Sollicitations sur les nervures transversales.....	P148
Figure VI.8 : Section à ferrailer.....	P149
Figure VI.9 : Ferrailage des nervures x-x.....	P151
Figure VI.10 : Diagramme des contraintes à l'ELU.....	P153
Figure VI.11 : Schéma de ferrailage des voiles périphériques.....	P156

LISTE DES TABLEAUX

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers [BAEL91]	P13
Tableau I.2 : L'enrobage des armatures [BAEL91]	P15
Tableau I.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés	P16
Tableau II.1 : récapitulatif des dalles pleines et leurs épaisseurs.....	P23
Tableau II.2 : Evaluation des charges G et surcharges Q des planchers.....	P29
Tableau II.3 : Evaluation de la charge G des murs extérieurs.....	P30
Tableau II.4 : Evaluation de la charge G des murs de séparation	P30
Tableau II.5 : Evaluation des charges G et surcharges Q des paliers	P30
Tableau II.6 : Evaluation des charges G et surcharges Q des Volées	P31
Tableau II.7 : Evaluation des charges G et surcharges Q de l'acrotère	P31
Tableau II.8 : Evaluation des charges G et surcharges Q des dalles pleines (étage courant).P32	
Tableau II.9 : Evaluation des charges G et surcharges Q des dalles pleines balcon	P32
Tableau II.10 : Tableau récapitulatif de la descente de charge.	P37
Tableau II.11 : vérification du critère de résistance	P38
Tableau II.12 : Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.....	P39
Tableau III.1 : Les différents types de poutrelles.....	P42
Tableau III.2 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type1 (terrasse inac).P50	
Tableau III.3 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type(terrasse inac)..	P50
Tableau III.4 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type1 (habitation)..	P51
Tableau III.5 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type4 (habitation)..	P51
Tableau III.6 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type8 (habitation)..	P52
Tableau III.7 : Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type 9 (habitation)..	P52
Tableau III.8 : les sollicitations maximales des poutrelles.....	P52
Tableau III.9 : Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles (Habitation).....	P53
Tableau III.10 : Résultats du ferrailage de la dalle D ₅	P62
Tableau III.11 : Vérification des contraintes	P63
Tableau III.12 : Calcul de la flèche	P64
Tableau III.13 : Ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis	P66
Tableau III.14 : Vérification des contraintes	P67

Tableau III.15 : Calcul de la flèche	P68
Tableau III.16 : Ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.	P70
Tableau III.17 : Vérification des contraintes	P71
Tableau III.18 : Calcul de la flèche	P72
Tableau III.19 : Sollicitation à l'ELU de l'escalier	P74
Tableau III.20 : Ferrailage de l'escalier.	P74
Tableau III.21 : Vérification des contraintes à l'ELS de l'escalier.	P76
Tableau III.22 : Calcul de la flèche.	P77
Tableau III.23 : Les sollicitations de la poutre palière.	P78
Tableau III.24 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.	P78
Tableau III.25 : Les sollicitations de la poutre palière.	P81
Tableau III.26 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple	P82
Tableau III.27 : les paramètres de la section creuse équivalente et section de ferrailage.	P82
Tableau III.28 : Ferrailage final de la section et vérifications.	P82
Tableau III.29 : Charges et surcharge.	P84
Tableau III.30 : ferrailage de l'acrotère	P87
Tableau III.31 : vérification des contraintes.	P89
Tableau VI.1 : Valeurs des pénalités P_q	P94
Tableau VI.2 : Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses.	P100
Tableau VI.3 : Vérification sous charges verticales	P102
Tableau VI.4 : Vérification sous charges horizontales.	P102
Tableau VI.5 : Vérification de l'effort normale réduit	P103
Tableau VI.6 : Vérification de la résultante des forces sismique	P103
Tableau VI.7 : Vérification des déplacements	P104
Tableau VI.8 : Vérification de l'effet $P-\Delta$	P106
Tableau V.1 : Armatures longitudinales des poutres.	P111
Tableau V.2 : Vérification de la contrainte tangentielle	P113
Tableau V.3 : Vérification de la contrainte limite de béton.	P114
Tableau V.4 : Vérification de l'utilité de la flèche	P114
Tableau V.5 : Schéma de ferrailage des poutres étage courant	P115
Tableau V.6 : Schéma de ferrailage des poutres terrasse inaccessible	P116
Tableau V.7 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.	P118
Tableau V.8 : Les sollicitations dans les poteaux	P120

Tableau V.9 : Les sections de ferrailage des poteaux	P120
Tableau V.10 : Calcul des armatures transversales.....	P121
Tableau V.11 : Justification de l'effort normale ultime	P122
Tableau V.12 : Vérification des contraintes dans le béton.....	P123
Tableau V.13 : Vérification des sollicitations tangentes	P124
Tableau V.14 : Moments résistants dans les poteaux.....	P125
Tableau V.15 : Moments résistants dans les poutres.	P125
Tableau V.16 : Schéma de ferrailage des poteaux.	P127
Tableau V.17 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{x1} // à $x-x'$	P130
Tableau V.18 : Sollicitations max de calcul dans le voile V_{y1} // à $y-y'$	P131
Tableau V.19 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{x1} dans tous les niveaux.	P132
Tableau V.20 : Sollicitations de calcul dans le voile V_{Y1} dans tous les niveaux	P133
Tableau VI.1 : Résultats du ferrailage du radier	P144
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes	P145
Tableau VI.3 : Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal	P147
Tableau VI.4 : Sollicitations de la nervure dans le sens transversal	P148
Tableau VI.5 : Résultats du ferrailage des nervures	P149
Tableau VI.6 : Vérification des contraintes dans les nervures	P149
Tableau VI.7 : Ferrailage du voile périphérique	P153
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes	P154

Notations: la signification des notations est la suivante :

A : Aire d'une section d'acier.

A' : Section d'aciers comprimés.

A_{ser} : Section d'aciers pour l'ELS.

A_u : Section d'aciers pour l'ELU.

A_r : Section d'un cours d'armature transversal ou d'âme.

ELS : Etat limite de service.

ELU : Etat limite ultime.

B : Aire d'une section de béton.

D : Diamètre.

E : Module d'élasticité longitudinale, séisme.

E_h : Module de déformation longitudinal du béton.

E_j : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module de d'élasticité de l'acier.

F : Force ou action générale.

G : Action permanente.

I : Moment d'inertie.

L : Longueur ou portée.

M : Moment en général.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

N : Effort normal.

N_{ser} : Effort normal en service.

N_u : Effort normal de service.

V : Effort tranchant.

P : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

Q : Action ou charge variable.

S : Section.

Br : Section réduite.

M_a : Moment sur appui.

M_t : Moment en travée.

a: Une dimension transversale.

b: Une dimension longitudinale.

b₀ : Epaisseur brute de l'arme d'une section.

d: Hauteur utile.

e: Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

f_e : Limite d'élasticité de l'acier.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âgé de j jours.

F_{tj} : Résistance caractéristique de la traction du béton âgé de j jour.

f_{c28} et **f_{t28}** : Résistance calculé à 28 jours.

h₀ : Epaisseur d'une membrure de béton.

h: Hauteur totale d'une section de béton armé.

i: Rayon de giration d'une section.

j : Nombre de jours.

k : Coefficient en général

l : Longueur ou porté

l_f : Longueur de flambement.

l_s : Longueur de scellement.

St : Espacement des armatures.

x: Coordonnée en général.

y: Coordonnée.

z : Coordonnée d'altitude, bras de levier.

α : Angle en général, coefficient.

γ : Coefficient

ε : Déformation relative.

θ : Coefficient.

λ : Elancement.

μ : Coefficient.

ν : Coefficient de poisson.

ρ : Rapport de deux dimensions.

σ : Contrainte normale.

σ_b : Contrainte de compression du béton.

σ_s : Contrainte de compression dans l'acier.

σ_i : Contrainte de traction.

τ : Contrainte tangente

INTRODUCTION GENERALE

Le phénomène sismique est toujours le souci de l'ingénieur en génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant que la prévision est incertaine et son apparition est aléatoire. Ce phénomène est irréversible qui provoque des catastrophes naturelles parmi les plus imprévisibles et inévitables, leur intensité est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Lors d'une action sismique, la structure effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement. A cet effet, l'ingénieur en génie civil est censé concevoir des édifices de manière à faire face à ce phénomène (construction parasismique) pour pouvoir réduire les dommages, il doit en outre tenir compte de différents facteurs tel que l'économie, l'esthétique, la résistance et surtout la sécurité, en appliquant le règlement afin d'assurer le bon fonctionnement de l'ouvrage avec un bon choix du système de contreventement qui dépend de certaines considérations à savoir : la catégorie du site, la hauteur et l'usage de la construction ainsi que les contraintes architecturales.

Le projet qui nous a été confié dans le cadre de la préparation de notre projet de fin d'étude porte sur l'étude d'un bâtiment R+6 avec quatre entre-sol, contreventé par un système mixte (voiles-portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

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

- Le premier chapitre, qui est consacré pour les généralités.
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments structuraux de la structure.
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires.
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique.
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structuraux.
- Le sixième chapitre, pour l'étude de l'infrastructure, et on termine par une conclusion générale.

INTRODUCTION GENERALE

CHAPITRE 1

PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1. INTRODUCTION :

L'ouvrage objet de notre étude est un immeuble comportant 11niveaux(4 entre-sols+RDC+6 niveaux). Cet ouvrage est à usage uni fonctionnel d'habitation. Il est classé, d'après les Règles Parasismiques Algériennes « RPA99 /version 2003 », dans le groupe 2, ayant une moyenne importance .

L'ouvrage qui fait l'objet de notre étude rentre dans le cadre de la réalisation d'une promotion immobilière à AKBOU ville, wilaya de Bejaia, qui est d'après la classification sismique des wilayas et communes d'Algérie (classification 2003), le site est classé en zone **IIa** (zone de moyenne sismicité), et de catégorie S3 .

I.2.Caractéristiques de l'ouvrage :

I.2.1. Caractéristiques architecturales :

Les dimensions de notre structure sont les suivantes :

- Dimension projetée selon l'axe x-x' : $L_x=25.80m$.
- Dimension projetée selon l'axe y-y' : $L_y=13.55m$.
- Hauteur totale du bâtiment : 33.66 m.
- Hauteur du R .D.C , Hauteur d'étage courant et Hauteur des entres-sols =3.06 m.

I.2.2 Donnée de site :[annexe 3]

Le site est destiné pour la construction des logements promotionnels, projeté sur un site se trouvant au nord de la rue de la santé , dans la ville D'AKBOU , Wilaya de Béjaia ,il est prévu sur un terrain en pente très abrupte sous forme de versant limité par un talweg dit IGHZER AMARGHANE .

le sol est constitué de limon schisteux graveleux en surface et des marnes schisteuses carbonaté compactes en profondeur , c'est un terrain a vocation agricole (olivaie).

D'après les résultats des essais in situ que les sondages pénétrométriques et ainsi les observations visuelles sur le site a permet de tirer les conclusions suivantes :

1. La contrainte admissible du sol $Q_{\text{Admissible}} = 1.80 \text{ bars}$ (copie de rapport du sol)
2. Le site est situé sur un terrain incliné, d'où il y-a lieu d'assurer un bon drainage
3. Il faut éviter les travaux de terrassement en période de pluie.
4. Un pompage d'eau doit être permanent lors des travaux d'infrastructures.
5. La sous face des fondations devrait être à au moins 2 m de profondeur par rapport à la côte du terrain naturel.

I.3. Caractéristiques structurales :

- ❖ **L'ossature :** étant donné que le bâtiment est situé en zone sismique (II_a) et qu'il dépasse les 14m de hauteur, alors l'ossature doit être en système de contreventement mixte assurée par des voiles et des portiques (article 3.4.A.1.a RPA99 révisé en 2003).
- ❖ **Les planchers :**

Les planchers sont des aires destinées à séparer des différents niveaux de l'ouvrage, ils sont constitués de corps creux avec une dalle de compression qui forme un diaphragme horizontal rigide et assure la transmission des forces agissant dans son plan aux éléments de contreventement.
- ❖ **Les escaliers :** Ce sont des éléments secondaires réalisés en béton armé coulés sur place, permettant le passage d'un niveau à un autre. on distingue 2 types d'escalier
 - 1^{er} type : escaliers à deux volées.
 - 2^{ème} type : escaliers en bois (duplex).
- ❖ **Les façades et les cloisons :**
 - Les murs extérieurs seront réalisés en doubles cloisons de briques creuses de (10 à 15) cm séparées par une lame d'air de 5cm.
 - Les murs de séparation intérieure seront en une seule paroi de brique de 10cm.
- ❖ **L'acrotère :** C'est un élément en béton armé, contournant le bâtiment, encastré à sa base au plancher terrasse.

Dans notre cas on distingue un seul type d'acrotères :

L'acrotère du plancher terrasse inaccessible.
- ❖ **L'infrastructure**

Elle assure les fonctions suivantes :

 - Transmission des charges verticales et horizontales au sol.
 - Limitation des tassements différentiels

- L'encastrement de la structure dans le sol.

I.4. Règlements et normes utilisés : Les règlements utilisés sont :

- RPA99 /version 2003. [2]
- CBA93. [4]
- DTR B.C.2.2. [3]
- BAEL91/version 99. [1]
- DTR BC2.33.1.règles de calcul des fondations superficielle. [5]

I.5. Etats limites de calcul [BAEL 91 modifié 99 et DTU associé]

I.5.1.Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour une construction, ou de l'un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue. On distingue deux catégories états limites l'ELU et l'ELS.

a) Etat limite ultime ELU :

C'est un état qui correspond à limite de résistance mécanique au delà de la quelle il ya ruine de l'ouvrage, donc c'est un état qui met en cause la sécurité qui peut être :

- **Un état limite d'équilibre statique :** concerne la stabilité de l'ouvrage ; une construction ne doit pas se renverser ni glisser sous l'effet de l'ensemble des charges qui lui sont appliquées ;
- **Un état limite de résistance :** concerne la non rupture de l'ouvrage, qui correspond à la détermination des quantités d'armatures en acier à placer dans le volume de béton ;
- **Un état limite de stabilité de forme :** concerne les pièces élancées soumises, entre autres à effort de compression axiale, ces pièces doivent résister au risque de flambement.

b) Etat limite de service ELS :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son utilisation normale et sa durabilité soient assurées, son dépassement impliquera un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage. On distingue :

- **Etat limite d'ouverture des fissures** : la corrosion des armatures, insuffisamment protégées, compromet la durabilité de l'ouvrage, fonctions d'étanchéité ou de critères esthétiques d'aspect extérieur peuvent également ne pas être respectés ;
- **Etat limite de déformation** : des déformations trop importantes de l'ouvrage peuvent créer des désordres : fissurations de cloisons ou de carrelages sur une dalle trop fléchie par exemple ;
- **Etat limite de compression du béton** : des désordres graves peuvent apparaître dans les éléments.

I.5.2.Hypothèse de calcul à l'E L U : [4] (article A.4.3.2)

Ces hypothèses sont au nombre de six. Les trois premières sont celles du calcul classique.

- ✓ Les sections droites restent planes (hypothèse de Bernoulli).
- ✓ Du fait de l'adhérence, toute armature subit la même déformation linéaire que la gaine de béton qui l'entoure (supposée non fissurée si l'armature considérée est tendue).
- ✓ La résistance du béton tendu est négligée.
- ✓ Le raccourcissement relatif de la fibre de béton la plus comprimée est limité à :
 - En flexion $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 3.5\text{‰}$
 - En compression simple $\rightarrow \varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$
- ✓ L'allongement relatif des armatures les plus tendues, supposées concentrées en leur centre de gravité, est limité à 10 ‰.
- ✓ Le diagramme linéaire des déformations passe par l'un des trois pivots A, B, C (la règle des trois pivots)

- Règle des trois pivots :

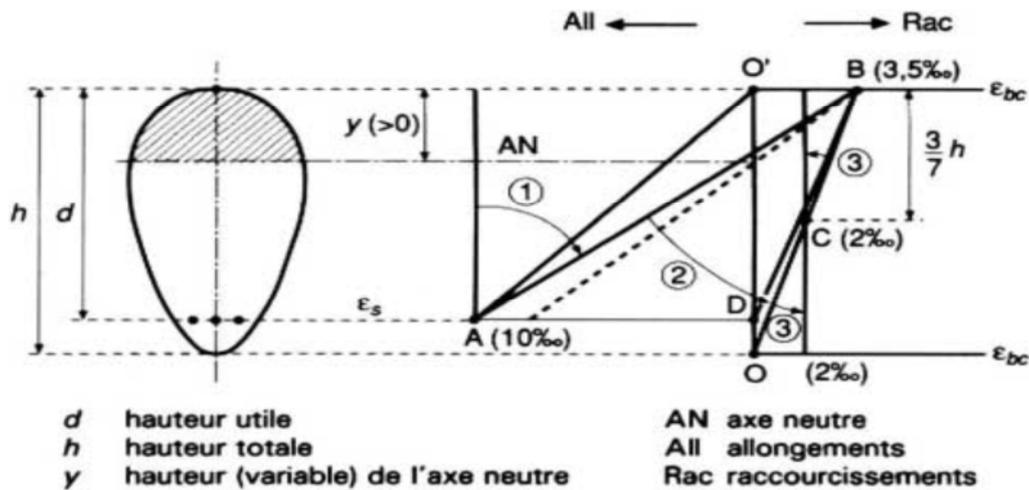


Figure I.1 : règle des trois pivots

ϵ_{bc} : la déformation du béton à la compression (le raccourcissement relatif du béton comprimé).

ϵ_s : la déformation de l'acier tendue (dilatation relative de l'acier).

A_s : armatures longitudinales dans la zone comprimée.

A'_s : armatures longitudinales dans la zone tendue.

y : position de l'axe neutre

Résumé :

- pivot A : traction simple ou composée, flexion avec l'acier qui atteint l'état limite ultime.
- pivot B, flexion avec le béton qui atteint l'état limite ultime
- pivot C : compression simple ou composée

I.5.3. Hypothèse de calcul à l'E L S : [1] (article A.4.5)

- ✓ Conservation des sections planes.
- ✓ Les contraintes sont proportionnelles aux déformations.
- ✓ La résistance à la traction du béton est négligée.
- ✓ Le glissement relatif entre le béton et l'acier est négligé.
- ✓ Par convention le coefficient d'équivalence entre le béton et l'acier est :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

I.5.4. Principe d'application des règles de B.A.E.L 91:

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- . Les valeurs représentatives des actions.
- . Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- . Les résistances caractéristiques des matériaux.
- . Les coefficients de sécurité γ_s pour l'acier et γ_b pour le béton.

I.6. Actions et sollicitations de calcul :

I.6.1. Les actions :

On appelle action, les forces et les couples dues aux charges appliquées (charges permanentes, sismique, climatique,...etc.) et aux déformations imposées à une construction (retrait, fluage, variation de température,...etc.), on distingue ainsi :

- **Les Actions Permanentes (G) :**

Ce sont des actions dont l'intensité est constante, ou très peu variable dans le temps, elles constituent :

- Le poids propre des éléments de la structure
- Le poids des équipements permanents.
- Le poids de poussée des terres et des liquides.

- **Les Actions Variables (Q):**

Ce sont des actions dont l'intensité varie dans le temps, elles correspondent aux :

- Charges appliquées au cours d'exécution.
- Charges d'exploitations.
- Effet de la température
- Charges climatiques (vent, neige).

- **Les Actions Accidentelles (FA) :**

Ce sont des actions qui se produisent rarement, et dont la durée d'application est faible.

Par exemple :

- Séismes
- Explosions
- Chocs

I.6.2. Les sollicitations de calcul et combinaisons d'actions :

Les sollicitations de calcul sont des efforts (normaux et tranchants) et des moments (de flexion et de torsion), ces sollicitations sont calculées avec les combinaisons des différentes actions.

➤ **Sollicitation de calcul vis-à-vis de l'ELU de Résistance : [4] (art: A.3.3.2)**

Soit :

G_{\max} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est défavorable à la justification de l'élément.

G_{\min} : L'ensemble des actions permanentes dont l'effet est favorable à la justification de l'élément.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i : Actions variables dites d'accompagnement (avec $i > 1$)

ψ_0, ψ_1 et ψ_2 : Sont fixés par les textes en vigueur, et sont données à l'annexe C de (CBA 93).

➤ **Combinaisons fondamentales : [1] (Art.3.3.21)**

Lors des situations durables ou transitoires, il ya lieu de considérer :

$$1.35 G_{\max} + G_{\min} + \gamma_{Q1} Q_1 + \sum 1.3 \psi_{0i} Q_i$$

Expression dans lesquels γ_{Q1} vaux 1.5 dans le cas général et 1.35 dans les cas suivants ;

- ✓ La température
- ✓ Les charges routières étroitement bornées ou de caractère particulier.
- ✓ Les bâtiments agricoles à faible densité d'occupation humaine.

➤ **Situations accidentelles :**

Si elles ne sont pas définies par des textes spécifiques, les combinaisons d'actions à considérer sont les suivantes :

$$G_{\max} + G_{\min} + F_A + \psi_{11} Q_1 + \sum \psi_{2i} Q_i$$

Avec F_A : valeur maximale de l'action accidentelle

$\psi_{11} Q_1$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\psi_{2i} Q_i$: Valeur quasi permanente d'une autre action variable.

➤ **Sollicitation de calcul vis-à-vis l'ELS : [4] (article : A.3.3.3)**

La combinaison d'actions à considérer est appelée combinaison rare :

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \psi_{0i} \times Q_i$$

➤ **Combinaisons d'actions données par le RPA 99 :**

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

• **Situations durables :**

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$

• **Situations accidentelles :**

- $G + Q \pm E$
- $0.8 G \pm E$
- $G + Q \pm 1.2 E$ (pour les structures auto- stables).

Avec : - G : étant l'action permanente.

- Q : charge d'exploitation.

- E : l'action du séisme.

I.7. Définitions et caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés :

I.7.1. Le béton : C'est un mélange de ciment, de sable, de granulats et d'eau et éventuellement des adjuvants.

I.7.2. Le Dosage : [7]

Un bon dosage en ciment et une bonne compacité constituent un moyen efficace pour augmenter la résistance du béton.

Le dosage des constituants d'un béton courant pour 1m^3 :

350 Kg.....de ciment

400 l.....de sable

800l.....de gravier

175 l.....d'eau de gâchage

I.7.3. Caractéristiques mécaniques :

I.7.3.1 Résistance à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours ; notée f_{c28} . Cette valeur est mesurée à l'aide d'un essai de compression axiale sur des éprouvettes cylindriques de 16 cm du diamètre et de 32 cm de hauteur.

Selon le BAEL pour : $j > 28$ jours $f_{cj} = f_{c28}$

Pour : $j < 28$ jours $f_{cj} = 0,685 \times f_{c28} \times \log(j+1)$

D'après le CBA 93 on a pour f_{cj} les relations suivantes pour $j \leq 28$ jours

$f_{cj} = [j/(4,76 + 0,83j)]f_{c28}$ Pour $f_{c28} \leq 40$ MPa (Art : A.2.1.1)

$f_{cj} = [j/(1,4 + 0,95j)]f_{c28}$ Pour $f_{c28} > 40$ MPa (Art : A.2.1.1)

Pour $j > 28$ jours : $f_{cj} = 1,1 \times f_{c28}$ à condition que le béton ne soit pas traité thermiquement.

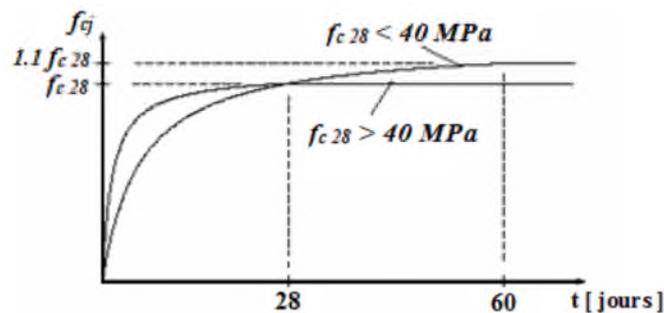


Figure.I.2: Evaluation de la résistance f_{cj} en fonction de l'âge du béton.

I.7.3.2. Résistance à la traction :

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} est donnée par :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} \leq 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0.275 f_{cj} & \text{si } f_{c28} > 60 \text{ MPa} \end{cases} \quad [4] \text{ (article A.2.1.1.2).}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa.

I.7.3.3. Module de déformation longitudinale du béton :**a) A court terme : [4] (Art. A.2.1.21)**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet, à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 11000 \times (f_{cj})^{1/3}$$

f_{cj} (Exprimé en MPa) désignant la résistance caractéristique à la compression à j jours.

Dans notre cas : $E_{ij} = 32164.2$ Mpa

b) A long terme : [4] (Art. A.2.1.22)

Les déformations différées du béton comprennent le retrait et le fluage ; on considère dans les calculs que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation. Cette règle revient à considérer un module de déformation différée E_{vj} à j jours, qui permet de calculer la déformation finale du béton (déformation instantanée augmentée du fluage). Ce module est donnée par la formule :

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

I.7.3.4. Coefficient de poisson :

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

$$\begin{cases} \nu = 0 & \text{pour le calcul des sollicitations à l'ELU} \\ \nu = 0,2 & \text{pour le calcul de déformation à l'ELS} \end{cases}$$

I.7.3.5. Le module de déformation transversale du béton :

Le module de déformation transversale est donné par la formule suivante :

$$G = \frac{E_{ij}}{2 \times (\nu + 1)}$$

$$\text{À l'ELU } (\nu = 0) \Rightarrow G = 0,5 \times E_{ij}$$

$$\text{À l'ELS } (\nu = 0,2) \Rightarrow G = 0,4 \times E_{ij}$$

I.7.3.6. Les contraintes limites du béton :

a) à l'Etat Limite Ultime :

- **Contrainte de compression à l'Etat Limite Ultime :**

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b} \quad [\text{MPa}] \quad \text{avec } \theta : \text{coefficient d'application.}$$

- $\theta = 1$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est supérieur à 24 heures.
- $\theta = 0,9$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'action considérée est comprise entre 1 heure et 24 heures.
- $\theta = 0,85$: Lorsque la durée probable d'application de la combinaison considérée est inférieure à 1 heure.

$$\gamma_b = \begin{cases} 1.15 & \text{Situation accidentelle} \\ 1.5 & \text{Situation durable} \end{cases}$$

- **Diagramme contrainte – déformation :**

Ce diagramme est réalisé en soumettant une éprouvette de béton normalisée ($h = 32\text{cm}$, $\emptyset = 16\text{cm}$) à un essai de compression.

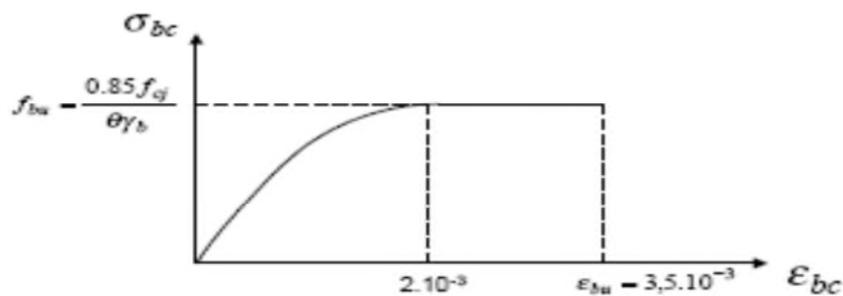


Figure I.3 : Diagramme contrainte- déformation [BAEL91]

des coordonnées jusqu'à son sommet, de coordonnées $\varepsilon_{bc} = 2\text{‰}$ et $\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$

Pour : $0\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 2\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = 0,25 \times f_{c28} \times 10^3 \times \varepsilon_{bc} \times (4 \times 10^3 \times \varepsilon_{bc})$

Pour : $2\text{‰} \leq \varepsilon_{bc} \leq 3,5\text{‰} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$

a) à l'Etat Limite de Service (ELS) :

- La contrainte de compression ($\overline{\sigma}_{bc}$) :

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

A l'état limite de service, le béton est en phase élastique d'où le diagramme est le suivant :

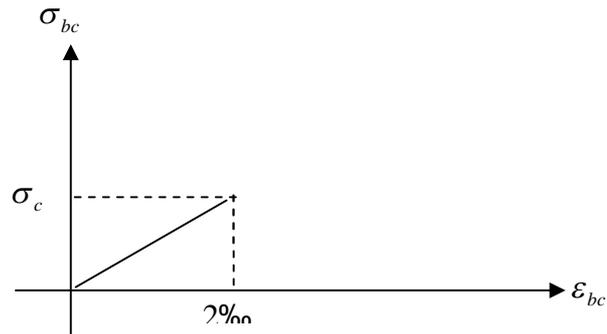


Figure I.4 : Diagramme contrainte déformation. [BAEL91]

- La contrainte de cisaillement du béton :

La contrainte admissible dans le cas où les armatures sont d'âme droite et lorsque elle comporte à la fois des barres relevées et des armatures droites définies comme suit :

- Cas de fissuration peu nuisible :

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \overline{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

- Cas de fissuration nuisible ou très nuisible :

$$\overline{\tau}_u \leq \min(0,1 f_{c28}; 4 \text{ MPa})$$

$$\text{D'où : } \overline{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa}$$

I.7.4. Les Aciers

I.7.4.1. Définition :

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Les aciers sont caractérisés par leurs limites élastiques et leurs modules d'élasticité

Caractéristiques mécaniques des aciers :

Type	Nuance	Limite élastique Fe (MPa)	Limite de rupture (MPa)	Allongement à la rupture (%)
Haute adhérence	FeE400	400	310-490	22
	FeE500	500	390-490	25
Ronds lisses	FeE215	215	480	14
	FeE235	235	550	12
Treillis soudés	FeE500	500	550	12

Tableau I.1 : Caractéristiques mécaniques des aciers [BAEL91]

Selon (**l'Art 7.2.2 du RPA99**), les armatures longitudinales des éléments principaux doivent

être de haute adhérence, avec $f_e \leq 500$ MPa, et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égal à 5 %.

I.7.4.2. Contrainte de calcul aux états limites :

a) à l'Etat Limite Ultime :

$$\begin{cases} \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} & \text{Pour: } \varepsilon_{se} \leq \varepsilon_s \leq 10\% \\ \sigma_s = E_s \times \varepsilon_s & \text{Pour: } \varepsilon_s \leq \varepsilon_{se} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \varepsilon_s = \frac{f_e}{\gamma_s \times E_s} \quad ; \quad \text{et } \gamma_s = \begin{cases} 1,5 \dots \dots \dots \text{Pour le cas courant.} \\ 1 \dots \dots \dots \text{Pour le cas accidentel.} \end{cases}$$

ε_s : Allongement relatif

E_s : Module d'élasticité longitudinal de l'acier = 200000 MPa.

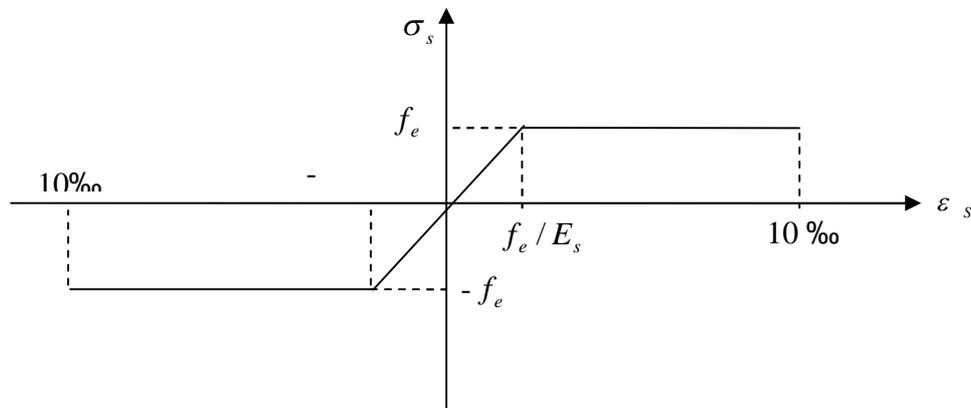


Figure I.5 : Diagramme contrainte déformation

b) A L'Etat Limite de Service :

Selon le BAEL91, la limitation des ouvertures des fissures en limitant les contraintes dans les armatures est nécessaire.

▪ Fissuration peu nuisible :

Il n'y a pas de vérification à faire en dehors de celle imposée par l'ELU.

▪ Fissuration préjudiciable :

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

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{2}{3} \times f_e, 150 \times \eta\right)$$

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

$\eta = 1.6$ pour l'acier H A

▪ Fissuration très préjudiciable : (ouvrage à la mer)

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs.

$$\sigma_s \leq \min\left(\frac{1}{2} \times f_e, 110 \times \eta\right)$$

I.7.4.3. Protection des Armatures :

Dans le but d'assurer la protection des armatures contre la corrosion et autres effets ; un enrobage de ces dernières est prévu.

Selon le BAEL 91, cet enrobage est donné par :

Soit (C) l'enrobage de l'armature la plus proche de la paroi.

Exposition et nature de l'ouvrage	Valeur minimale de c
Ouvrages à la mer ou exposés aux embruns ou aux brouillards salins, ainsi que pour les ouvrages exposés à des atmosphères très agressives.	5 cm (1)
Parois coffrées ou non qui sont soumises (ou sont susceptibles de l'être) à des actions agressives, ou à des intempéries, ou des condensations, ou encore, à la destination des ouvrages au contact d'un liquide.	3cm (2)
Parois situées dans des locaux couverts et clos et qui ne seraient pas exposées aux condensations.	1cm

Tableau I.2 : L'enrobage des armatures [BAEL91]

I.8. Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisé sont données dans le tableau suivant :

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28})	25
	Contrainte limite à l'ELU : *situation durable *situation accidentelle	14,2
		18,45
	Contrainte limite à l'ELS (σ_{bc})	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164,19
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10721,39
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte de calcul à l'ELU : *situation accidentelle *situation courante	400
		348

Tableau I.3 : Caractéristiques mécaniques des matériaux utilisés

CHAPITRE 2

PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

II.1 : INTRODUCTION :

Pour assurer une bonne tenue et stabilité de l'ouvrage, il faut que tous les éléments de la structure soient pré-dimensionnés pour résister aux différentes sollicitations :

- Sollicitations verticales : dues aux charges permanentes, surcharges du plancher, poutrelles et poutres ;
- Sollicitations horizontales : dues aux effets du vent et du séisme.

Le pré-dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme au règlement B.A.E.L 91, R.P.A 99 (version 2003) et du C.B.A 93. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent augmenter après vérifications dans la phase du dimensionnement. La transmission des charges se fait comme suit : Charges et surcharges → planchers → poutrelles → poutres → poteaux → fondations → sol.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments non structuraux :

Les éléments non structuraux sont des éléments qui ne participent pas à la résistance de la structure (escalier, poutrelles, plancher, balcons, cloison, acrotère).

II.2.1. Les planchers

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles hourdis et une dalle de compression. (Figure II.1.).

Leur pré-dimensionnements se fait par satisfaction de la condition suivante :

$$h_t \geq \frac{L}{22.5} \dots \dots \dots [4]$$

L: La portée maximale entre nus d'une poutrelle (voir les figures II.2,II.3).

h_t : Hauteur du plancher.

$$L_{\max} = 410 - 30 = 380 \text{ cm}$$

Ce qui donne : $h_t > 16.89 \text{ cm}$

Donc on adoptera des planchers à corps creux avec une hauteur de $(16+4) = 20\text{cm}$

h = 16cm Hauteur de l'ourdis.

h₀ = 4cm Hauteur de la dalle de compression.

CHAPITRE 2
PRE DIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS

La figure suivante montre une vue en plan d'un plancher à corps creux :

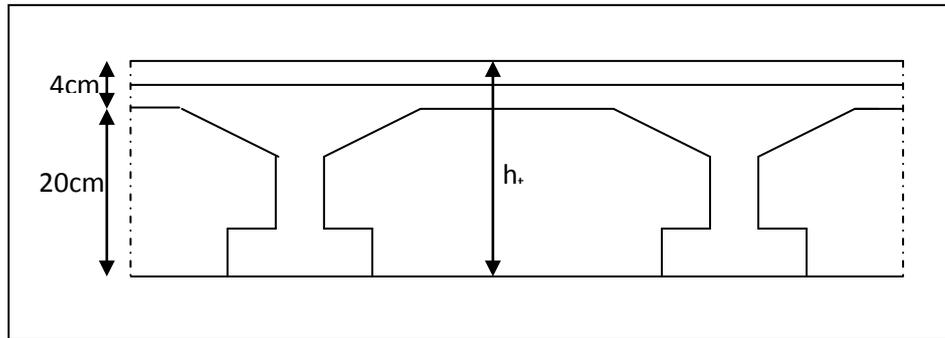


Figure. II. 1. Coupe du Plancher à corps creux

II.2.2. Les poutrelles

Les poutrelles sont des sections en T en béton armé servant à transmettre les charges réparties ou concentrées vers les poutres principales.

Les poutrelles sont considérées comme des poutres continues semi encastrées, elles seront calculées comme une poutre continue reposant sur plusieurs appuis, la disposition des poutrelles se fait selon deux critères qui sont les suivants :

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

Dans notre cas les poutrelles sont disposées selon les deux critères et cela pour tous les plancher comme suit.

La figure (II.2) montre la disposition des poutrelles adoptées pour les planchers du 4^{ème} entre-sol au 5^{ème} étage :

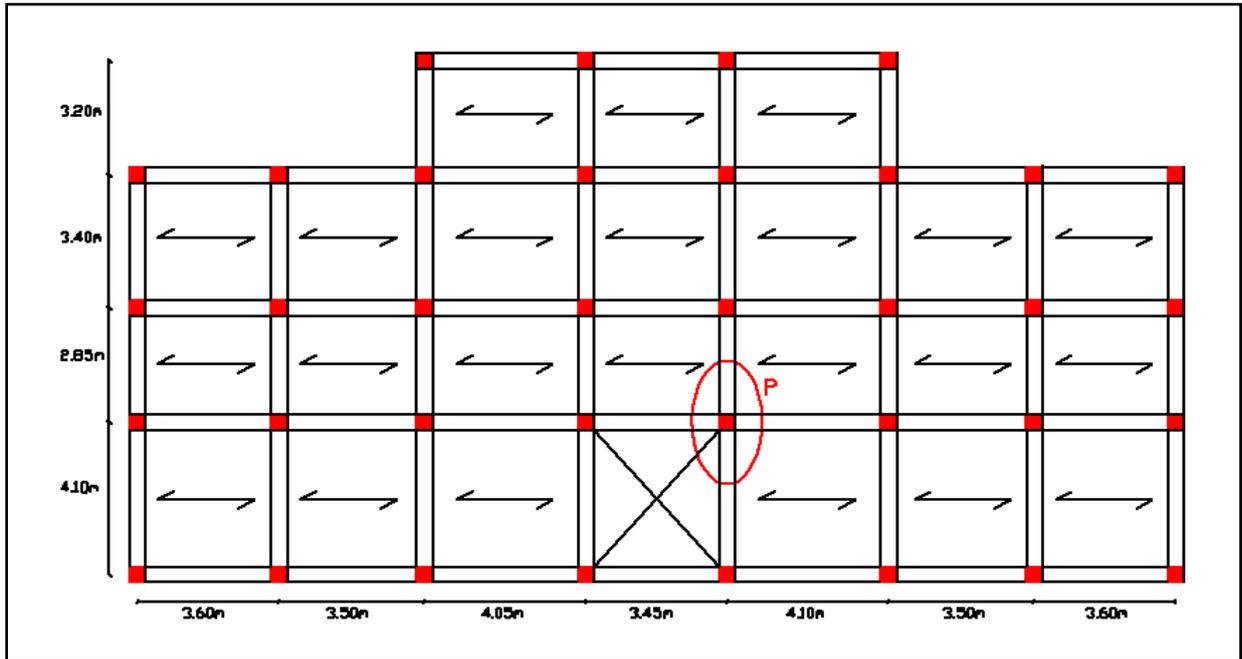


Figure. II.2. schéma de la disposition des poutrelles du 4^{ème} entre-sol au 5^{ème} étage.

La figure (II.3) donne la disposition des poutrelles adoptées pour le plancher du 6^{ème} étage :

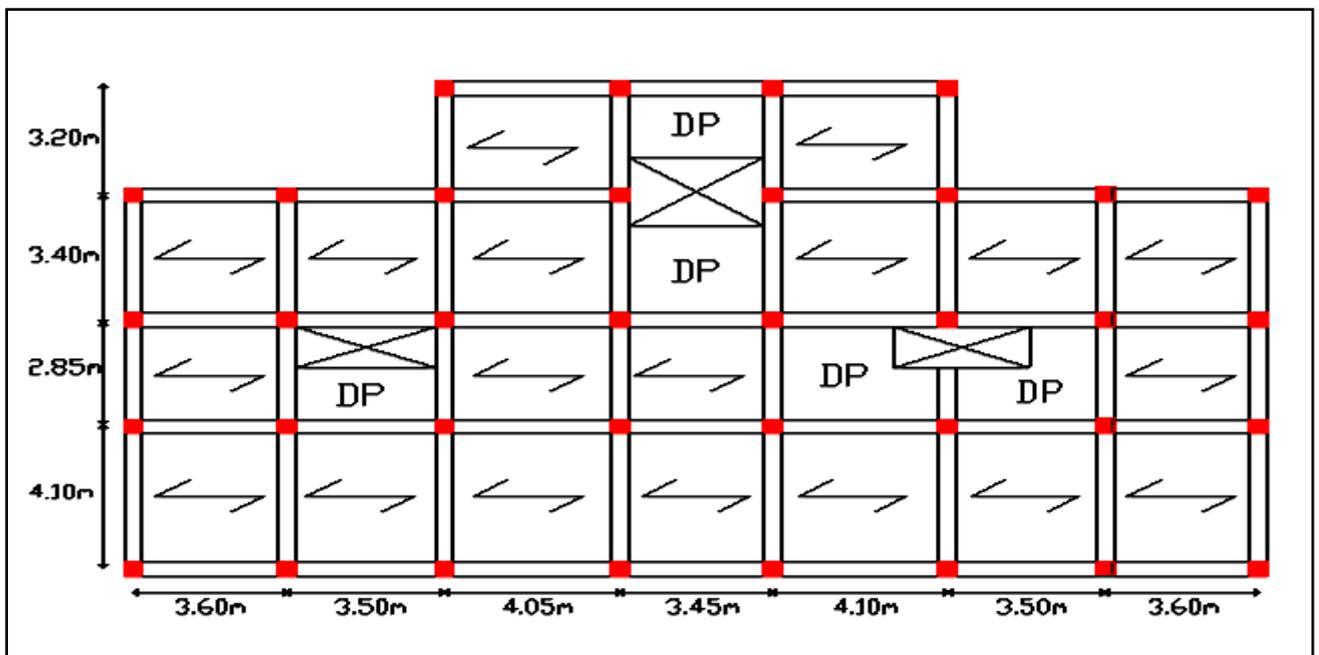


Figure. II.3. schéma de la disposition des poutrelles du 6^{ème} étage.

➤ Dimensionnement des poutrelles :

- Détermination de la table de compression :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) \dots\dots [4]$$

Avec :

$b_0 = (0.4 \text{ à } 0.6) \times h_t$ La largeur de la nervure.

$L_x = 65-10=55$ cm : La distance entre nus de deux poutrelles.

$L_y = 345-30=315$ cm : La travée minimale entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$h_0 = 4$ cm : l'épaisseur de la dalle de compression.

$h_t = 20$ cm : la hauteur totale de la poutrelle.

- Pour $b_0 = 10$ cm :

$$b \leq \left[2 * \left(\min\left(\frac{55}{2}; \frac{315}{10}\right) \right) \right] + 10$$

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

soit : $b=65$ cm .

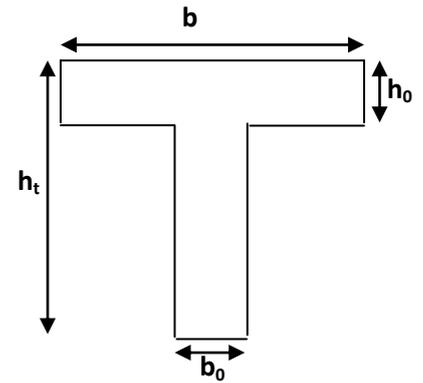


Figure II. 4. Schéma d'une poutrelle.

II.2.3. Les dalles pleines :

Une dalle pleine est un ouvrage porteur horizontal en béton armé, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur faible par rapport à ses autres dimensions (les portées L_x et L_y). On désigne par L_x la plus petite des portées.

- **Le pré-dimensionnement :**

L'épaisseur de la dalle pleine est déterminée selon les conditions d'utilisations, de vérification à la résistance et la condition de la flèche.

a) Critère de résistance :

✓ Dalle reposant sur un seul appui :

$$e \geq \frac{L_x}{20} ;$$

✓ Dalle reposant sur deux appuis :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30} ;$$

✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis :

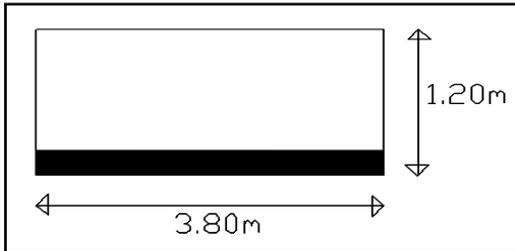
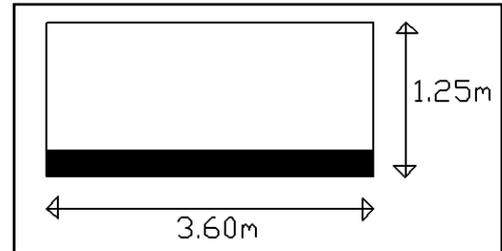
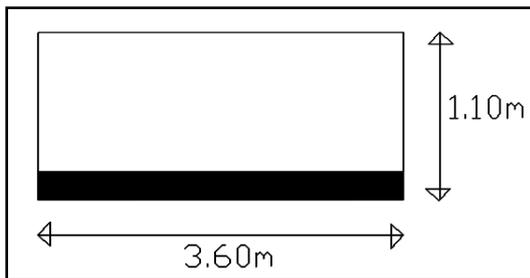
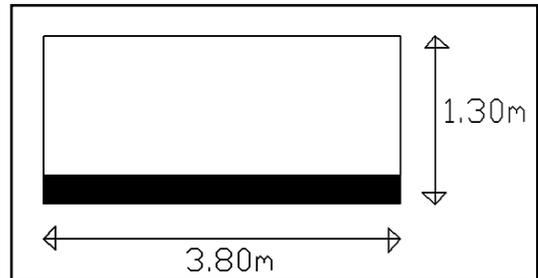
$$\frac{L_x}{45} \leq e \leq \frac{L_x}{40} ;$$

b) Résistance au feu : [1].

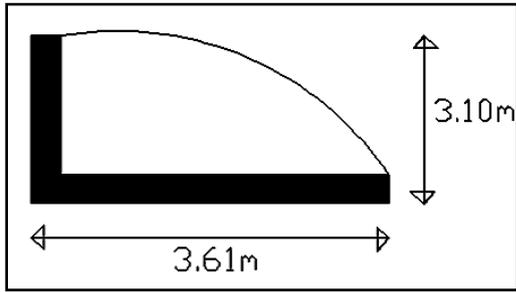
- ✓ $e \geq 7$ cmpour une heure de coupe feu
- ✓ $e \geq 11$ cmpour deux heures de coupe feu

• Les différents types des dalles pleines :

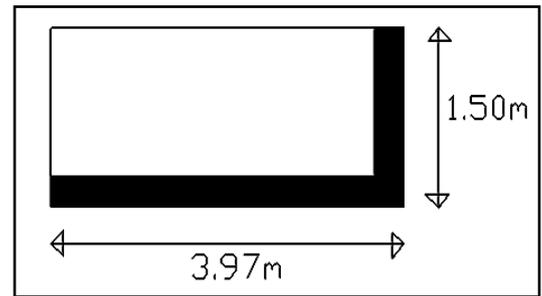
- Dalles sur un seul appui :

**FigII.5** :panneau de dalle D1.**FigII.6** :panneau de dalle D2**FigII.7** :panneau de dalle D3.**FigII.8** :panneau de dalle D4.

- Dalle sur deux appuis perpendiculaires :

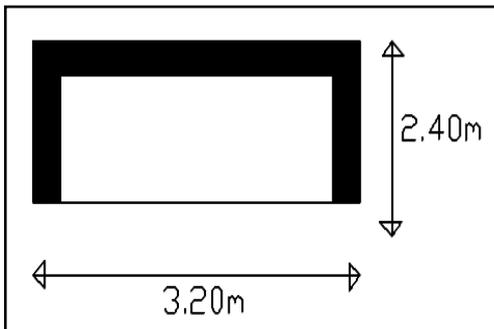


FigII.9 :panneau de dalle D5.

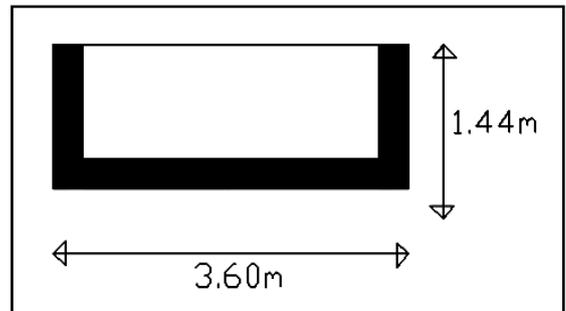


FigII.10:panneau de dalle D6.

- Dalle sur trois appuis :



FigII.11 :panneau de dalle D7.



FigII.12 :panneau de dalle D8.

Dans notre projet toutes les dalles pleines et leurs dimensions sont résumées dans tableau ci-dessous :

type	Nombre d'appuis	situation	L _x (cm)	L _y (cm)	e (cm)
D1	1	4 ^{ème} e.sol au 5 ^{ème} étage.	120	380	12
D2	1	4 ^{ème} e.sol au 5 ^{ème} étage.	125	360	12
D3	1	4 ^{ème} e.sol au 1 ^{er} e-sol.	110	360	12
D4	1	1 ^{er} e-sol au 6 ^{ème} étage.	130	380	12
D5	2	6 ^{ème} étage.	310	361	12
D6	2	6 ^{ème} étage.	150	397	12
D7	3	6 ^{ème} étage.	245	320	12
D8	3	5 ^{ème} ,6 ^{ème} étage.	144	360	12

Tableau II.1 récapitulatif des dalles pleines et leurs épaisseurs.

II.2.4. Les escaliers :

Les escaliers sont une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre, elles seront réalisées en béton armé coulé sur place, les différents éléments constituant un escalier sont :

La marche : est la partie horizontale, la où l'on marche.

La contremarche : est la partie verticale de la marche.

Le giron : est la largeur de la marche prise sur la ligne de foulée dont ce dernier est tracé à 0.5m de la ligne de jour.

La paillasse : supporte les marches et les contremarches.

α : est l'angle d'inclinaison de la paillasse par rapport à l'horizontale.

La volée : est l'ensemble de marche de palier

La figure II.14 montre les différents éléments d'un escalier :

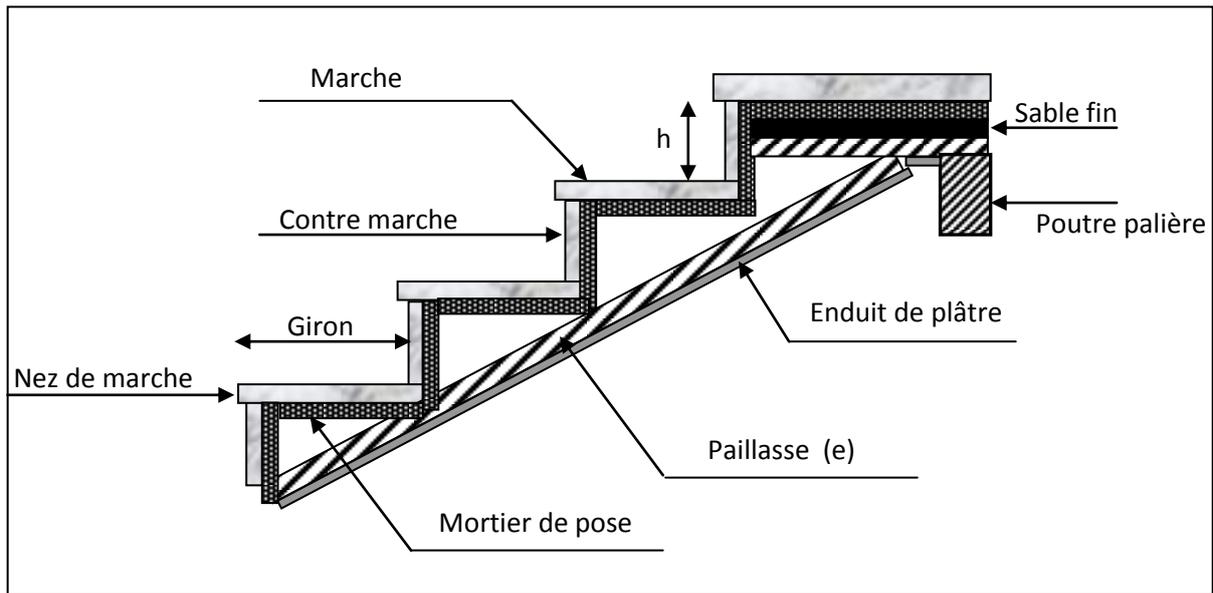


Figure II.13 : Détail d'un escalier

Dans notre projet, on distingue deux types d'escaliers :

Type 01 : Escalier à deux volées avec les même dimensions du 4^{ème} entre-sol au 5^{ème} étage.

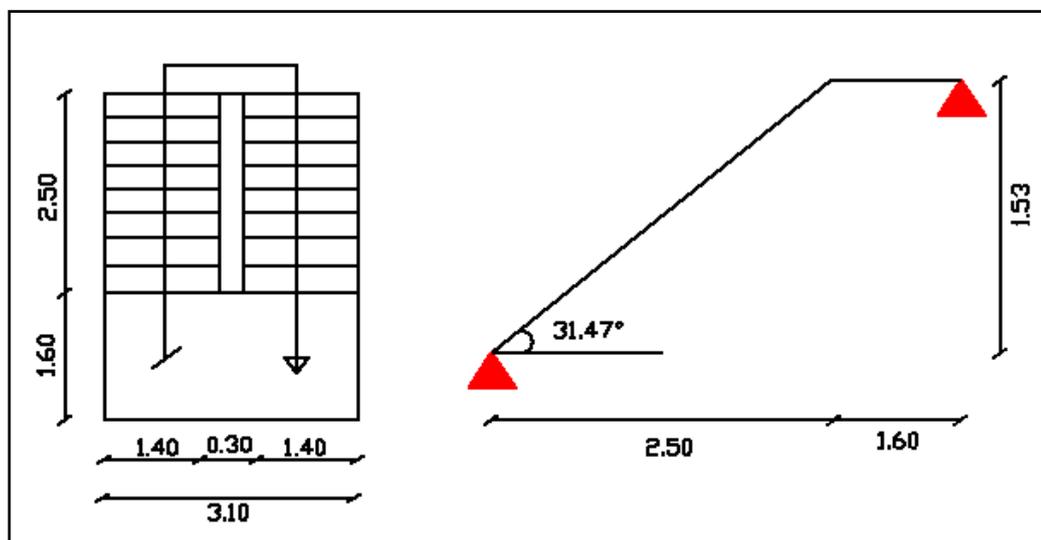


Figure II.14. Schéma d'escaliers type 01.

Type 2 : escalier réaliser en bois du 5^{ème} au 6^{ème} étage (duplexe).

- **Dimensionnement**

- La hauteur "h" des contremarches se situe entre 14 et 18cm.
- La largeur de la marche "g" se situe entre 25 et 32cm.

La formule empirique de blondel est :

$$2h + g = m \quad \text{Avec } 60 \leq m \leq 65 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots(I)$$

Elle correspond à la distance franchie lors d'un pas moyen, Avec

- $h = H/n$
- $g = L/(n - 1)$

Avec :

n : est le nombre de contre marches ; et (**n - 1**) le nombre de marche.

H : la hauteur de la volée.

L : la longueur projetée de la volée.

- **Etudes des escaliers :**

- ❖ **Escalier type 01**

- **1^{ère} et 2^{ème} Volées :**

$$\frac{2h}{n} + \frac{L}{n-1} = m$$

D'après l'équation (I), on trouve les résultats suivants :

$$0,64n^2 - (0,64 + 2 \times 1,53 + 2,50)n + 1,53 \times 2 = 0$$

D'où $n = 9$

$$\checkmark \quad h = \frac{H}{n} = \frac{1,53}{9} = 17 \text{ cm} \Rightarrow \text{on prend } h = 17 \text{ cm}$$

$$\checkmark \quad g = \frac{L}{n-1} = \frac{2,50}{8} = 31,25 \text{ cm}$$

- **Epaisseur de la paille :** l'épaisseur de la paille est donnée par les deux

conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20} \\ e \geq 11 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{pour deux heures de coupe-feu.} \end{array} \right.$$

$$L_v = \sqrt{(L^2 + H^2)} = \sqrt{(1,53^2 + 2,5^2)} = 2,93 \text{ m}$$

$$L = L_p + L_v = 1,60 + 2,93 = 4,53 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } 15,1 \leq e \leq 22,65 \text{ cm}$$

On prend : **e = 16 cm**

- **Poids de la paillasse**

$$\alpha = \tan^{-1} \left(\frac{H}{L} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{1.53}{2.5} \right)$$

$$\alpha = 31.47^\circ$$

$$G = \frac{\gamma_b \times e}{\cos \alpha} = 4.69 \text{ KN}$$

$$G = 4.69 \text{ KN}$$

II.2.5. Pré-dimensionnement de l'acrotère

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse, ses dimensions sont mentionné dans les plans d'architecture (exemple de la figure II.11).

Il est assimilé à une console encastrée au dernier plancher (système isostatique), la section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement, il est réalisé en béton armé. L'acrotère est soumis à son poids propre (G) qui donne un effort normal NG et une charge d'exploitation non pondérée estimée à 1 KN/ml provoquant un moment de flexion ainsi qu'une force sismique Fp.

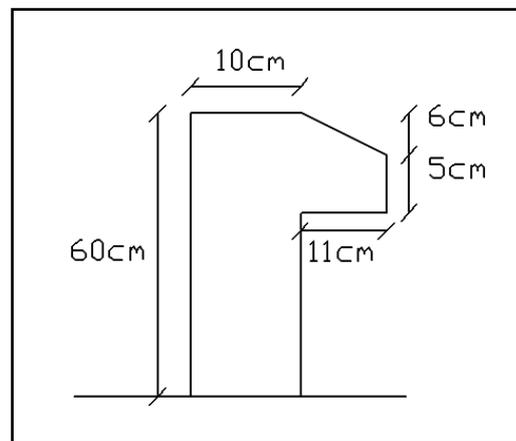


Figure II.15. Schéma de l'acrotère.

II.3.pré-dimensionnement des éléments structuraux :

Ce sont des éléments porteurs faisant partie du système de contreventement (poteaux, poutres, voiles).

II.3.1. Les poutres :

a) Poutre principales

Ce sont les poutres susceptibles de reprendre les charges provenant des poutrelles, elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles.

- Pré-dimensionnement :[1]

le pré-dimensionnement des poutres se fait en utilisant la condition suivantes :

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

Avec :

➤ h : hauteur de la poutre.

➤ L_{\max} : distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 410 - 30 = 380\text{cm}$).

D'où :

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \rightarrow 25.23 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

On opte pour : **h = 35 cm ; b = 30cm .**

- Vérification des conditions du RPA :

On vérifie les dimensions optées vis-à-vis des exigences du RPA99/2003(Article 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} - b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \mathbf{b = 30cm} \text{ Condition vérifiée.} \\ - h \geq 30\text{cm} \dots\dots\dots \mathbf{h= 35 cm} \text{ Condition vérifiée.} \\ - h/b \leq 4 \dots\dots\dots \frac{35}{30} = \mathbf{1.16} \text{ Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

b) Les poutres secondaires :Elles sont disposées parallèlement aux poutrelles.

- **Pré-dimensionnement :**

On suit la même démarche comme les poutres principales avec :

L_{\max} : est la distance maximale entre nus d'appui dans le sens de disposition des poutrelles.

D'où :

$$\frac{380}{15} \leq h \leq \frac{380}{10} \rightarrow 25.33 \text{ cm} \leq h \leq 38 \text{ cm}$$

Soit : $h = 35 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$.

- **Vérification des conditions du RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} - b \geq 20 \text{ cm} \dots\dots\dots b = 30 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.} \\ - h \geq 30 \text{ cm} \dots\dots\dots h = 35 \text{ cm} \text{ Condition vérifiée.} \\ - h/b \leq 4 \dots\dots\dots \frac{35}{30} = 1.16 \text{ Condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

II.3.2. Les voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement vertical mince et continu, généralement en béton armé. Ils sont pleins ou comportant des ouvertures. Ils assurent deux fonctions principales :

- ✓ Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales.
- ✓ Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

- **Pré-dimensionnement :**

Ils sont servis de couverture ou d'une enveloppe ayant une dimension plus petite que les deux autres qu'est l'épaisseur. Elle est donnée par les conditions du R.P.A(2003) qui sont les suivantes :

$$a \geq \max\left(\frac{h_e}{20}, 15 \text{ cm}\right)$$

avec h_e : la hauteur libre d'étage.

$$h_e = 306 - 20 = 286 \text{ cm.}$$

Donc : $a \geq \max\left(\frac{286}{20}, 15 \text{ cm}\right)$

On opte pour une épaisseur **a=15cm**

II.3.3. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaire ou circulaire, destinés à transmettre les charges aux fondations, leurs pré-dimensionnement se fait à la compression centrée selon les règles du BAEL91 (art B.8.4,1). Une fois la résistance à la compression vérifiée ; ces poteaux doivent répondre au critère de stabilité de forme exigé par le RPA.

On fixera les dimensions des poteaux après avoir effectué la descente de charge, tout en satisfaisant les recommandations du RPA99.

On fixera les dimensions des poteaux tout en vérifiant les exigences citées ci-dessous :

- 4^{ème} et 3^{ème} entre-sol: poteau (50×50) cm².
- 2^{ème} et 1^{er} entre-sol : poteau (45×50) cm².
- RDC et 1^{er} étages : poteau (45×45) cm².
- 2^{ème} et 3^{ème} étages : poteau (40×45) cm².
- 4^{ème} et 5^{ème} étages : poteau (40x40) cm².
- 6^{ème} étage : poteau (35x40) cm².

II.3.3.1. Evaluation des charges et surcharges :

1. Evaluation des charges sur les planchers.

Plancher	Désignation	e (m)	ρ (KN/m ³)	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	Gravillon de protection	0.05	20	1	1
	Etanchéité multicouches	0.02	6	0.12	
	Forme de pente (15%)	0.1	22	2.2	
	Isolation thermique	0.04	4	0.16	
	Plancher cc (16+4)	0.20	14	2.85	
	Enduit en plâtre	0.015	10	0.15	
Total	/	/	/	6.48	1
Plancher courant à usage d'habitation	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	1.5
	Mortier de pose	0.02	20	0.40	
	Sable fin	0.03	18	0.54	
	Plancher cc (16+4)	0.20	14	2.85	
	Enduit de plâtre	0.015	10	0.15	
	Cloison de distribution	0.10	10	1	
Total	/	/	/	5.38	1.5

Tableau II.2. Evaluation des charges G et surcharges Q des planchers

2. Evaluation de la charge G des murs extérieurs et murs de séparation entre appartements.

Désignation des éléments	$\rho(\text{KN/m}^3)$	e(m)	G(KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Briques creuses	9	0.1	0.90
Lame d'air	/	5	/
Briques creuses	9	0.1	0.90
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Total	/	/	2.35

Tableau. II.3. Evaluation de la charge G des murs extérieurs.

Désignation des éléments	ρ (KN/m ³)	e(m)	G(KN/m ²)
Enduit de ciment	20	0.02	0.40
Briques creuses	9	0.1	0.90
Enduit de plâtre	10	0.015	0.15
Total	/	/	1.45

Tableau. II.4. Evaluation de la charge G des murs de séparation.

3. Evaluation des charges et des surcharges des escaliers .

a) les paliers :

Désignation des éléments	e(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	2.5
Mortier de pose	0.02	20	0.40	
Poids de la dalle	0.16	25	4.00	
Enduit de ciment	0.02	20	0.40	
Lit de sable	0.03	18	0.54	
Total			5.78	2.5

Tableau. II.5. Evaluation des charges G et surcharges Q des paliers

b) les Volées :

Les formules utilisées pour le calcul des charges permanentes sur les volées sont :

Poids de la paillasse et de la couche d'enduit : $\gamma \times \frac{e}{\cos a}$

Poids d'une marche : $\gamma \times \frac{h}{2}$

Poids du revêtement et du mortier de pose :

Horizontal : $\gamma \times e$

Vertical : $\gamma \times e \times \frac{h}{g}$

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

Désignation	e(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage horizontal	0.02	22	0.44	2.5
Revêtement en carrelage vertical	0.013	22	0.28	
Mortier de pose	0.02	20	0.4	
Marches	/	/	2.12	
Paillasse	/	/	4.67	
Enduit de ciment	0.02	20	0.40	
Total			8.31	

Tableau. II.6. Evaluation des charges G et surcharges Q des Volées.

4. Evaluation des charges et des surcharges de l'acrotère .

L'acrotère	H (cm)	e(cm)	Enduit en ciment	G(KN/ml)	Q (KN/m ²)	G _{TOT} (KN/ml)
	60	10	0.4	1.72	1.0	2.12

Tableau. II.7. Evaluation des charges G et surcharges Q de l'acrotère

5. Evaluation des charges et des surcharges des dalles pleines (étage courant) .

Désignation des éléments	e(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	1.5
Mortier de pose	0.02	20	0.40	
Poids de la dalle	0.12	25	3.00	
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15	
Lit de sable	0.03	18	0.54	
Isolation thermique	0.04	4	0.16	
Total			4.69	1.5

Tableau. II.8.Evaluation des charges G et surcharges Q des dalles pleines (étage courant).

6. Evaluation des charges et des surcharges des dalles pleines balcon .

Désignation des éléments	e(m)	$\rho(\text{KN/m}^3)$	G(KN/m ²)	Q (KN/m ²)
Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44	3.5
Mortier de pose	0.02	20	0.40	
Poids de la dalle	0.12	25	3.00	
Enduit de plâtre	0.015	10	0.15	
Lit de sable	0.03	18	0.54	
Total			4.53	

Tableau. II.9.Evaluation des charges G et surcharges Q des dalles pleines balcon.

II.3.3.2. Descente de charge :

La figure suivante montre le schéma des surfaces afférentes du 4^{ème} enter-sol au 5^{ème} étage qui revient au poteau P le plus sollicité mentionné dans la figure II.2.

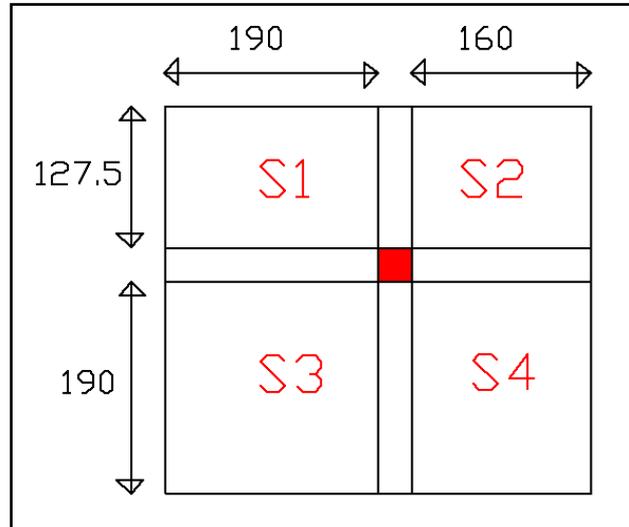


Figure II.16. Schéma des surfaces afférentes du 4^{ème} enter-sol au 5^{ème} étage.

- **Calcul de la surface afférente :**

- Poids des planchers :
 - Plancher à corps-creux : $G_{pc}=5.33 \times 7.5025=40\text{KN}$
 - Plancher terrasse : $G_{pt}=6.43 \times 11.1125=71.45\text{K}$
- Poids des escaliers : $G_{esc}=21.4 \times 3.61=77.254\text{KN}$
- Poids propre des poutres :
 - a) Poutres principales : $G_{pp}=25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.175=8.33\text{KN}$
 - b) Poutres secondaires : $G_{ps}=25 \times 0.30 \times 0.35 \times 3.5=9.19\text{KN}$
- Poids propre des poteaux : $G_{pot}=25 \times 0.60 \times 0.55 \times 3.06=25.24\text{KN}$
- Poids des murs de séparation : $G_m=1.45 \times 11.1125=16.11\text{KN}$

La figure suivante montre le schéma des surfaces afférentes du 6^{ème} étage :

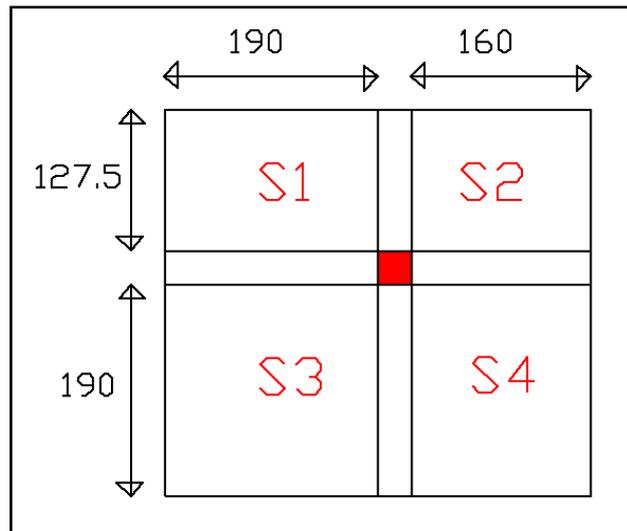


Figure II.17. Schéma des surfaces afférentes du 6^{ème} étage.

- Plancher à dalle pleine : $G_{DP}=4.69 \times (160 \times 127.5)$

$$G_{DP}=9.57 \text{ KN}$$

- Plancher à corps-creux : $G_{pc}=5.33 \times ((190 \times 190) + (160 \times 190) + (127.5 \times 190))$

$$G_{pc}=48.36 \text{ KN}$$

➤ **La loi de dégression des charges :**

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il est appelé à supporter.

Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis en même temps à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations selon la **(figure II.19.)**

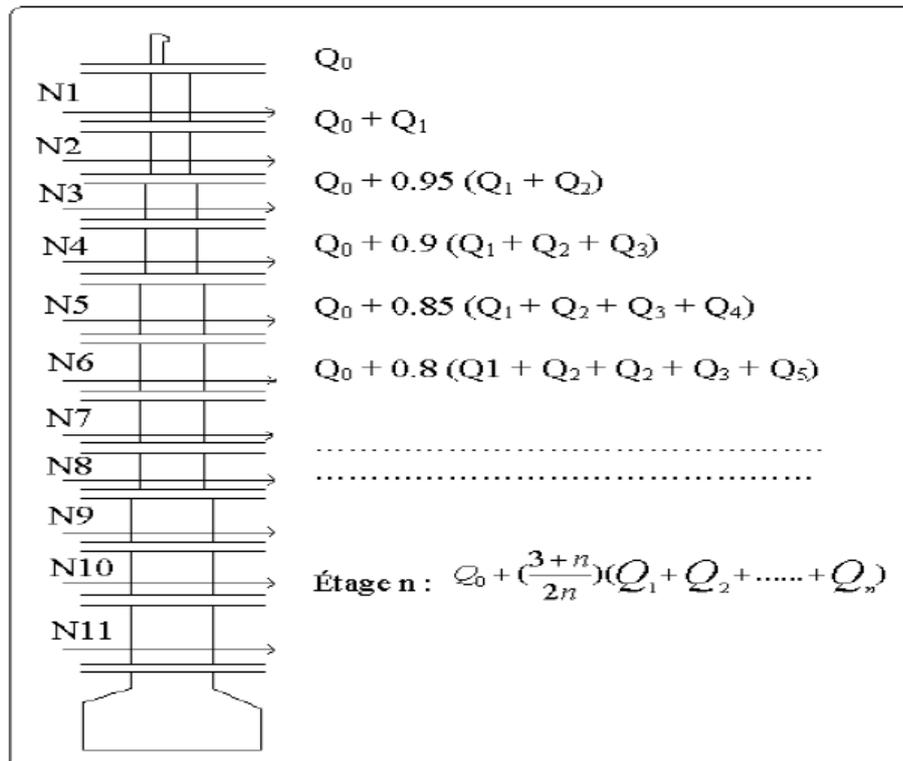


Figure. II.18. Schéma de dégression des surcharges.

Les résultats de la décente des charges pour le poteau le plus sollicité sont représentés dans le tableau suivant :

niveau	Désignation des éléments	N _G (KN)	N _Q (KN)
Terrasse	Plancher	71.45	11.1125
	Poutres	17.52	
	Total	88.97	
Niveau 11	Poteau	10.71	27.78
	Poutres	17.52	
	Plancher cc + dalle pleine	57.93	
	Mur	16.11	
	Total	191.23	
Niveau 10	Poteau	12.24	42.78
	Poutres	17.52	
	Plancher cc + escaliers	117.25	
	Mur	16.11	
	Total	354.34	
Niveau 09	Poteau	12.24	56.12
	Poutres	17.52	
	Plancher cc + escaliers	117.25	
	Mur intérieure	16.11	
	Total	517.45	
Niveau 08	Poteau	13.77	67.79
	Poutres	17.52	
	Plancher cc + escalier	117.25	
	Mur intérieure	16.11	
	Nu	682.09	
Niveau 07	Poteau	13.77	77.79
	Poutres	17.52	
	Plancher cc + escaliers	117.25	
	Mur intérieure	16.11	
	Total	846.73	
Niveau 06	Poteau	15.49	86.13
	Poutres	17.52	
	Plancher cc + escaliers	117.25	
	Mur intérieure	16.11	
	Total	1013.09	
Niveau 05	Poteau	15.49	92.80
	Poutres	17.52	
	Plancher cc + escaliers	117.25	
	Mur intérieure	16.11	
	Total	1179.45	

Niveau 04	Poteau	17.21	97.80
	Poutres	17.52	
	Plancher cc + escaliers	117.25	
	Mur intérieure	16.11	
	Total	1347.53	
Niveau 03	Poteau	17.21	101.13
	Poutres	17.52	
	Plancher cc + escaliers	117.25	
	Mur intérieure	16.11	
	Total	1515.61	
Niveau 02	Poteau	19.12	102.80
	Poutres	17.52	
	Plancher cc + escaliers	117.25	
	Mur intérieure	16.11	
	Total	1685.6	
Niveau 01	Poteau	19.12	102.80
	Poutres	17.52	
	Plancher cc + escaliers	117.25	
	Mur intérieure	16.11	
	Total	1855.59	102.80

Tableau II.10. Tableau récapitulatif de la descente de charge.

$$\text{Donc : } N_U = 1.35G + 1.5Q = 2659.24 \text{ KN}$$

Selon le CBA 93 (art B.8.1.1), on doit majorer l'effort de compression ultime N_U de 10%, tel que :

$$N_U^* = 1.1N_U = 2925.17 \text{ KN}$$

II.3.3.3. Les Vérifications nécessaires :

➤ **Vérification du critère de résistance :**

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \text{ avec } \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14.2 \text{ MPA}$$

Niveau	N_u^* (KN)	B (m ²)	$\frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}}$ (MPA)	$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}}$
4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre-sol	2925.17	0.25	0.206	Vérifier
2 ^{ème} et 1 ^{er} entre-sol	2417.54	0.225	0.170	Vérifier
RDC et 1 ^{er} étages	1904.60	0.202	0.134	Vérifier
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages.	1385.75	0.180	0.097	Vérifier
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages.	861.01	0.160	0.061	Vérifier
6 ^{ème} étage.	329.81	0.140	0.023	Vérifier

Tableau II.11. vérification du critère de résistance.

➤ **Critère de stabilité de forme :**

• **Vérification au flambement :**

D'après le CBA .93 on doit vérifier que :

$$N_u \leq N_u \dots \dots \dots [4]$$

Avec :

$$N_u \leq \alpha \times \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A \times f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \text{ cal} \geq \frac{BN_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85 \times A \times f_e}{B \times \gamma_s} \right]}$$

B_r : Section réduite du béton.

$\gamma_b = 1.5$: coefficient de sécurité du béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$: coefficient de sécurité de l'acier.

α : coefficient réducteur qui est en fonction de l'élancement λ .

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \dots \dots \dots \text{Si : } \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda} \right) \dots \dots \dots \text{Si : } 50 \leq \lambda \leq 70$$

Tel que :

$$\lambda = L_f / i$$

L_f : Longueur de flambement et $l_f = 0.7 l_0$

$$B_r = (a - 2) \times (b - 2)$$

Avec :

a : Largueur de la section nette.

b : la hauteur de la section nette.

A_s : Section d'armature.

D'après le "BAEL .91" : $0.1\% B_r \leq A_s \leq 4\% B_r$.

Donc :

$$B_{r \text{ cal}} \geq \frac{1.1N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \times \gamma_s} \right]}$$

Il faut vérifier que : $B_r \geq B_{r \text{ cal}}$

le tableau suivant nous présente tous les calculs et les vérifications :

Etage	L_0	L_f	λ	α	B_r (calculé)	B_r	Vérification
4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre-sol	2.71	1.90	13.13	0.830	0.160	0.230	Vérifier
2 ^{ème} et 1 ^{er} entre-sol.	2.71	1.90	14.59	0.820	0.134	0.210	Vérifier
RDC et 1 ^{er} étage.	2.71	1.90	14.59	0.820	0.105	0.180	Vérifier
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages.	2.71	1.90	16.41	0.810	0.080	0.160	Vérifier
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages.	2.71	1.90	16.41	0.810	0.050	0.140	Vérifier
6 ^{ème} étage.	2.71	1.90	18.75	0.800	0.020	0.130	Vérifier

Tableau II.12. Tableau récapitulatif des vérifications au flambement.

• **Règles du RPA :**

- Min (b, h) ≥ 25cm en zone IIa.....Condition vérifiée.
- Min (b, h) ≥ $h_e / 20$ Condition vérifiée.
- $1 / 4 < b / h < 4$ Condition vérifiée.

II.4. Conclusion :

Après avoir effectué le pré-dimensionnement des éléments structuraux, et après avoir répondu à toutes les exigences, nous avons adopté les sections suivantes :

- ✓ **Poutres principales :** (30×35) cm²
- ✓ **Poutres secondaires :** (30×35) cm²
- ✓ **Poteaux du 4^{ème} et 3^{ème} entre-sol :** (50×50) cm²
- ✓ **Poteaux du 2^{ème} et 1^{er} entre-sol :** (45×50) cm²
- ✓ **Poteaux du RDC et 1^{er} étage :** (45×45) cm²
- ✓ **Poteaux du 2^{ème} et 3^{ème} étages :** (40×45) cm²
- ✓ **Poteaux du 4^{ème} et 5^{ème} étages :** (40×40) cm²
- ✓ **Poteaux du 6^{ème} étage :** (35×40) cm²

CHAPITRE 3

ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1 INTRODUCTION :

La construction est un ensemble d'éléments qui sont classés en deux catégories: éléments principaux et élément secondaires. Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments secondaires (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section d'acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur (BAEL91, CBA93, RPA99 /2003...).

III.2. Etude des planchers :

Les planchers sont des plaques horizontales réalisées en béton armé, délimitant les différents niveaux d'une structure. Leurs fonctions essentielles sont :

- **La résistance** : supporter son poids propre, les surcharges d'exploitation et transmettre les charges latérales aux éléments porteurs.
- **Le confort** : isolation thermique, phonique et coupe de feu. Dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :
 - Plancher à corps creux : il est constitué de corps creux (hourdis) et d'une dalle de compression (4 cm) reposant sur des poutrelles préfabriquées ou coulées sur place.
 - Plancher à dalle pleine.

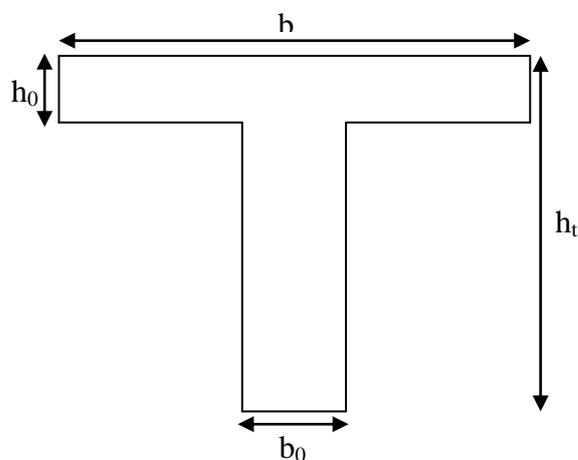


Figure. III.1. Dimensions de la poutrelle.

III.2.1. Etude des poutrelles :

- Données nécessaires

$$h_t = 20cm$$

$$h_0 = 4cm$$

$$b = 65cm$$

$$b_0 = 10cm$$

III.2.1.1. Les différents types des poutrelles :

Selon la disposition des poutrelles optées dans le **chapitre II (figure (II.2) ;(II.3))** les différents types des poutrelles sont exposées dans le tableau suivant :

Type	Schéma statique
1 ^{er} type	
2 ^{eme} type	
3 ^{eme} type	
4 ^{eme} type	
5 ^{eme} type	
6 ^{eme} type	
7 ^{eme} type	
8 ^{eme} type	

Tableau. III.1. Les différents types de poutrelles

Remarque : pour le calcul on a choisit les cas les plus défavorable.

III.2.1.2. Méthodes de calcul des poutrelles :

Pour le calcul des sollicitations, il existe deux méthodes qui sont : la méthode forfaitaire et la méthode de Caquot.

- **Conditions d'application de la méthode forfaitaire :[1]**

C'est une méthode qui s'applique pour les poutres (poutrelles) continues et pour les dalles portant dans un seul sens ($\frac{L_x}{L_y} \leq 0.4$).

Il faut que :

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

Remarque : on remarque que tous les types des poutrelles de notre projet répondent aux conditions d'application de la méthode forfaitaire.

- **Exposé de la méthode :**

Soit une poutre continue soumise à une charge q

Et Soit : $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$ avec α : Coefficient qui traduit l'importance de $\frac{Q}{Q+G}$

a) Moment sur appuis :

- Sur les **appuis de rives** les moments sont nuls, cependant on les ferraille (aciers de fissuration) avec une quantité d'acier équilibrant un moment égale à $(-0,15 \times M_0)$.

✓ **Appuis intermédiaires :**

- **Poutres à deux travées :**

Les moments sont de l'ordre de $(-0.6 \times M_0)$

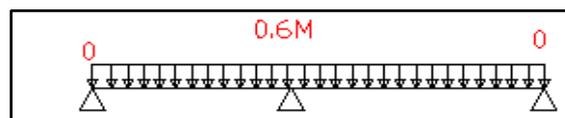


Figure III.2. Les moments aux appuis pour une poutre à deux appuis.

- **Poutres à plus de deux travées :**

Ces moments sont de l'ordre de :

- $(-0.5 \times M_0)$: Pour les appuis voisin de l'appui de rive.
- $(-0.4 \times M_0)$: Pour les autres appuis intermédiaires.

Tel que :

M_0 : Le maximum des deux moments isostatique encadrant l'appui considéré.

$$M_0 = \frac{q \times L_i^2}{8}$$

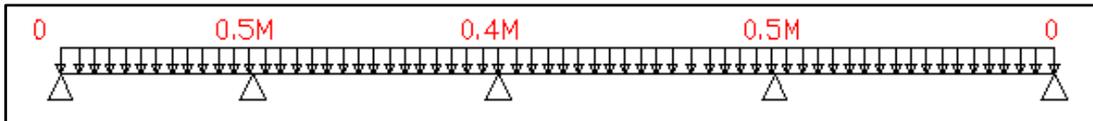


Figure III.3. Les moments aux appuis pour une poutre à plusieurs appuis.

b) Moment en Travées :

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux conditions suivantes

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

$$(2) : \begin{cases} M_t \geq \frac{(1,2 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(a) \\ M_t \geq \frac{(1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0}{2} \dots\dots(b) \end{cases}$$

(a) : Si c'est une travée de rive.

(b) : Si c'est une travée intermédiaire.

M_t : Est le maximum entre (1) et (2).

Tel que M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

c) Evaluation des efforts tranchants :

Les efforts tranchants sont évalués soit forfaitairement en supposant la discontinuité entre les travées, dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive).

L'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

Soit par la méthode RDM :

Compte tenu de la continuité : $V_u = V_{u0}(\text{isostatique}) + (M_i - M_{i-1}) / L_i$

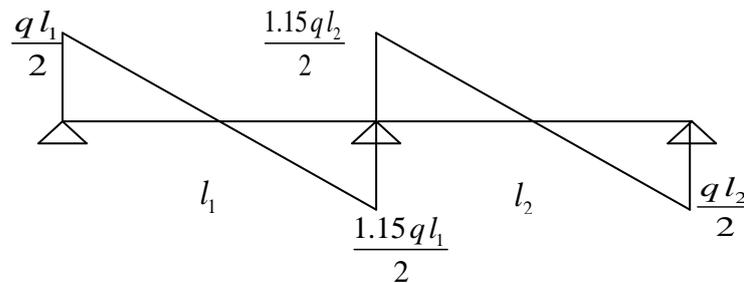


Figure. III.4. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à deux travées.

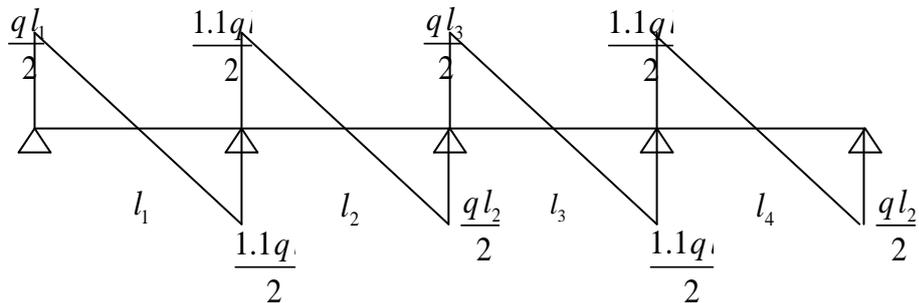


Figure .III.5. Diagramme de l'effort tranchant d'une poutre à plus de deux travées.

III.2.1.3. calcul des sollicitations :

Pour illustrer la méthode forfaitaire on prendra comme exemple la poutrelle types 1 du plancher terrasse inaccessible, les résultats obtenus pour les autres types de poutrelles seront résumés dans des tableaux.

➤ **poutrelle du plancher terrasse inaccessible :**

a) **calcul à l'ELU :**

Les conditions d'application de la méthode forfaitaire sont vérifiées :

- **Poutrelle type 1 : 8 appuis**

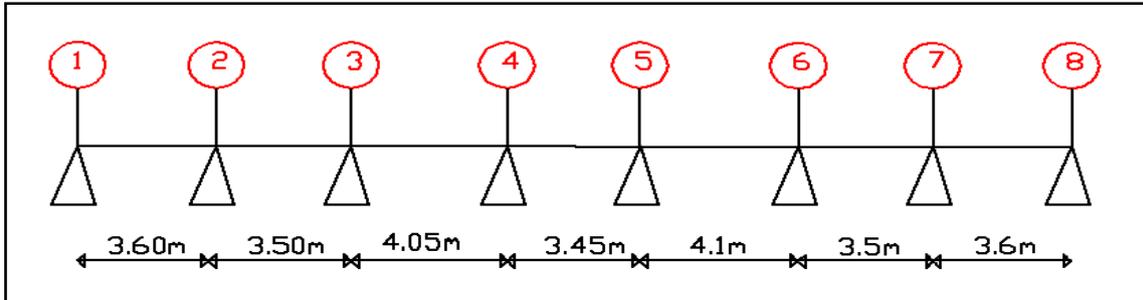


Figure .III.6. Schéma statique de la poutrelle type 1.

a.1.Détermination des charges :

- **Plancher terrasse inaccessible :** $G = 6.43 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

$$p_u = (1.35G + 1.5Q) \times b = (1.35 \times 6.43 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = \mathbf{6.62 \text{ KN/ml}}$$

$$p_s = (G + Q) \times b = (6.43 + 1) \times 0.65 = \mathbf{4.83 \text{ KN/ml}}$$

- **Plancher étage courant :** $G = 5,33 \text{ KN/m}^2$; $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

$$p_u = (1.35 \times 5,33 + 1.5 \times 1.5) \times 0.65 = \mathbf{6,14 \text{ KN/ml}}$$

$$p_s = (5,33 + 1.5) \times 0.65 = \mathbf{4.44 \text{ KN/ml}}$$

a.2.Les moments (isostatique) :

$$M_0 = \frac{p_u x l^2}{8}$$

$$M_{0(3.6)} = \frac{6.62 \times (3.6)^2}{8} = 10.72 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3.5)} = \frac{6.62 \times (3.5)^2}{8} = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(4.05)} = \frac{6.62 \times (4.05)^2}{8} = 13.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(3.45)} = \frac{6.62 \times (3.45)^2}{8} = 9.85 \text{ KN.m}$$

$$M_{0(4.10)} = \frac{6.62 \times (4.10)^2}{8} = 13.91 \text{ KN.m}$$

a.3.Les moments en appuis :

$$M_1 = M_{8=} - 0.15 (10.72) = -1.61 \text{ KN.m}$$

$$M_2 = -0.5 (10.72) = -5.36 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = -0.4 (13.57) = -5.43 \text{ KN.m}$$

$$M_4 = -0.4 (13.57) = -5.43 \text{ KN.m}$$

$$M_5 = -0.4 (13.91) = -5.56 \text{ KN.m}$$

$$M_6 = -0.4 (13.91) = -5.56 \text{ KN.m}$$

$$M_7 = -0.5 (10.72) = -5.36 \text{ KN.m}$$

a.4.Les moments en travées :

$$\text{Soit : } \alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1}{6.43+1} = 0.134$$

✓ **Travée de rive : (1-2) :**

$$M_0 = 10.72 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq 1.05 \times M_0 - (M_2/2)$$

$$M_t \geq 8.58 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 6.65 \text{ KN.m}$$

On adopte : $M_t = 8.58 \text{ KN.m}$

✓ **Travée intermédiaire : (2-3)**

$$M_0 = 10.14 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq 1.05 \times M_0 - ((M_2 + M_3)/2)$$

$$M_t \geq 5.25 \text{ KN.m}$$

$$\bullet \quad M_t \geq \frac{(1.2+0.3\alpha)M_0}{2}$$

$$M_t \geq 5.27 \text{ KN.m}$$

On adopte : $M_t = 5.27 \text{ KN.m}$

✓ **Travée intermédiaire : (3-4)**

On suit les mêmes démarches comme les travées précédentes et on trouve

$$M_t = 8.82 \text{ KN.m}$$

Et de même pour la travée 4-5 et $M_t=5.12$ KN.m

5-6 et $M_t=9.1$ KN.m

6-7 et $M_t=5.27$ KN.m

7-8 et $M_t=8.58$ KN.m

a.5. Diagramme des moments fléchissant :

La figure suivante présente le diagramme des moments en appuis et en travées.

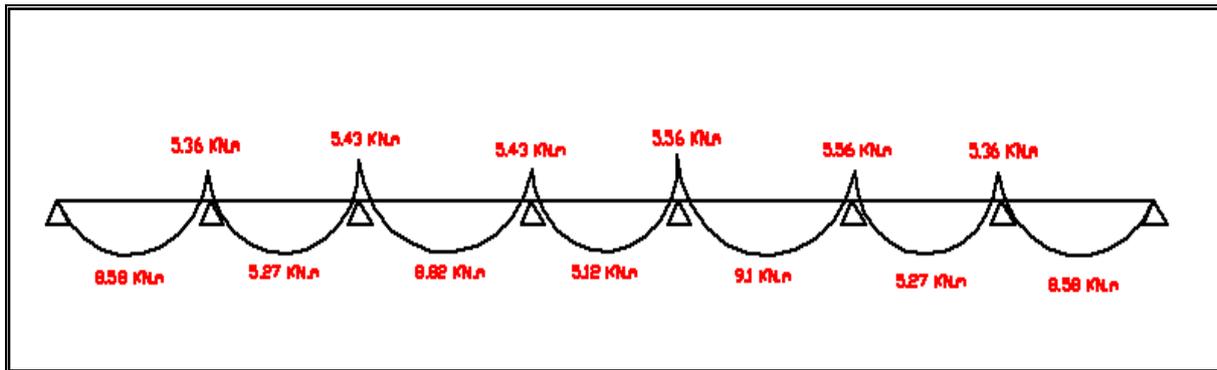


Figure III.7 : diagramme des moments fléchissant.

a.6. Evaluation des efforts tranchants :

✓ Travée de rive : (1-2)

$$V_1 = 6.62 \times 3.60 / 2$$

$$V_1 = 11.92 \text{ KN}$$

$$V_2 = -1.10 V_1 = -13.11 \text{ KN}$$

✓ Travée intermédiaire : (2-3)

$$V_2 = 12.74 \text{ KN}$$

$$V_3 = -11.58 \text{ KN}$$

✓ Travée intermédiaire : (3-4)

$$V_3 = 13.40 \text{ KN}$$

$$V_4 = -13.40 \text{ KN}$$

✓ Travée de rive : (4-5)

$$V_4 = 11.42 \text{ KN}$$

$$V_5 = -11.42 \text{ KN}$$

✓ Travée de rive : (5-6)

$$V_5 = 13.57 \text{ KN}$$

$$V_6 = -13.57 \text{ KN}$$

✓ Travée de rive : (6-7)

$$V_6 = 11.58 \text{ KN}$$

$$V_7 = -12.74 \text{ KN}$$

✓ Travée de rive : (7-8)

$$V_7 = 13.11 \text{ KN}$$

$$V_8 = -11.92 \text{ KN}$$

a.7. Diagramme des efforts tranchants :

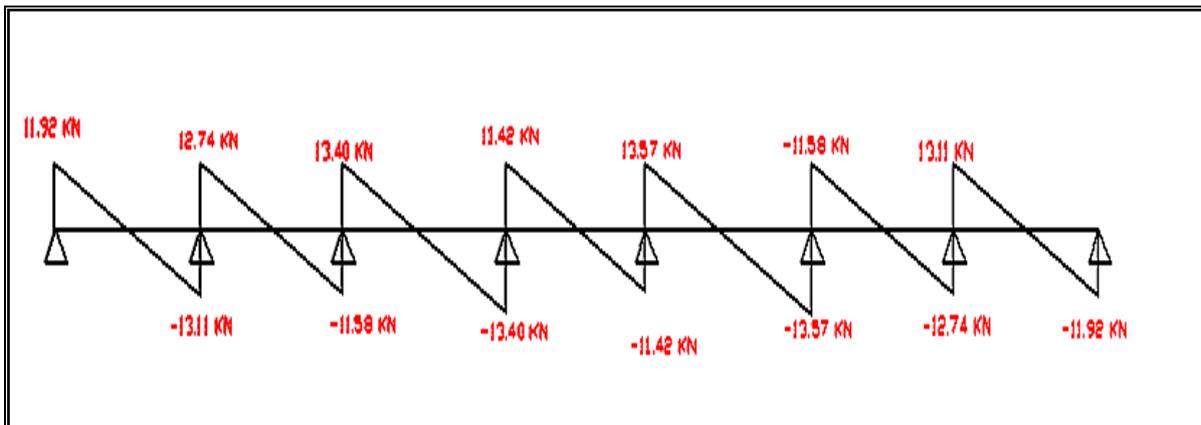


Figure III.8 : diagramme des efforts tranchant.

Les résultats de calcul pour les autres types de poutrelle avec la méthode forfaitaire sont résumés dans les tableaux suivants :

❖ Plancher terrasse inaccessible : $G=6.43 \text{ KN/m}$ et $Q=1 \text{ KN/m}$

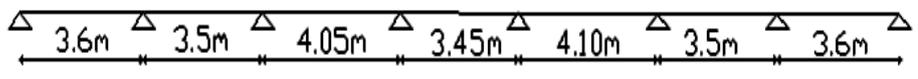
Type1						
	Moment en appuis(KN.m)		Eff. tranchant(KN)	Moments en travées(KN.m)		
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-1.61	-1.17	11.92	1-2	8.58	4.85
2	-5.36	-3.91	(12.74 ; -13.11)	2-3	5.27	3.84
3	-5.43	-3.96	(13.40 ; -11.58)	3-4	8.82	6.43
4	-5.43	-3.96	(11.42 ; -13.40)	4-5	5.12	3.74
5	-5.56	-4.06	(13.57 ; -11.42)	5-6	9.1	6.6
6	-5.56	-4.06	(11.58 ; -13.57)	6-7	5.27	5.30
7	-5.36	-3.91	(13.11 ; -12.74)	7-8	5.58	5.67
8	-1.61	-1.17	-11.92	/	/	/
Sollicitation maximale	-5.56	-4.06	13.57	Sollicitation maximale	9.1	6.6

Tableau III.2. Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type1 (terrasse inaccessible).

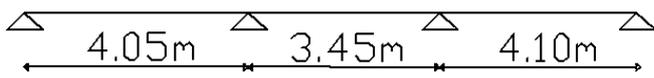
Type2						
	Moment en appuis(KN.m)		Eff. tranchant(KN)	Moments en travées(KN.m)		
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-2.03	-1.48	13.40	1-2	10.86	7.91
2	-6.78	-4.95	(12.56 ; -14.75)	2-3	5.12	3.74
3	-6.95	5.07	(14.93 ; -12.56)	3-4	11.12	8.12
4	-2.09	-1.52	-13.57	/	/	/
Sollicitation maximale	-6.95	-5.07	14.93	Sollicitation maximale	10.86	7.91

Tableau III.3. Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type (terrasse inaccessible).

❖ Plancher a usage d'habitation avec $G=5.33 \text{ KN/m}$ et $Q=1.5 \text{ KN/m}$.

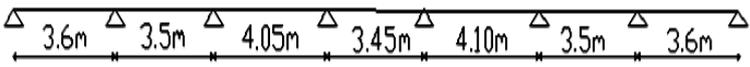
Type1						
	Moment en appuis(KN.m)		Eff. tranchant(KN)	Moments en travées(KN.m)		
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-1.49	-1.08	11.05	1-2	7.96	5.75
2	-4.97	-3.59	(11.82 ; -12.16)	2-3	4.88	3.54
3	-5.06	-3.64	(12.43 ; -10.74)	3-4	10.69	7.73
4	-5.04	-3.64	(10.59 ; -12.43)	4-5	4.75	3.43
5	-5.16	-3.73	(12.59 ; -10.59)	5-6	10.96	7.93
6	-5.16	-3.73	(10.74 ; -12.59)	6-7	6.71	3.54
7	-4.97	-3.59	(12.16 ; -11.82)	7-8	7.96	5.75
8	-1.49	-1.08	-11.05	/	/	/
Sollicitation maximale	-5.16	-3.73	12.59	Sollicitation maximale	10.96	7.93

Tableau.III.4. Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type1 (habitation).

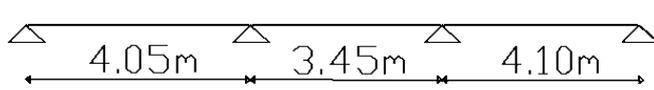
Type 4						
	Moment en appuis(KN.m)		Eff. tranchant(KN)	Moments en travées(KN.m)		
appuis	Elu	Els	Elu	travées	Elu	Els
1	-1.89	-1.36	12.43	1-2	10.32	7.46
2	-6.29	-4.55	(11.65 ; 13.68)	2-3	4.87	3.52
3	-6.45	-4.66	(13.84 ; -11.65)	3-4	10.57	7.65
4	-1.93	-1.40	-12.59	/	/	/
Sollicitation maximale	-6.45	-4.66	13.84	Sollicitation maximale	10.57	7.65

Tableau.III.5. Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type4 (habitation)

Type 8						
	Moment en appuis(KN.m)		Eff. tranchant(KN)	Moments en travées(KN.m)		
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-1.93	-1.40	12.59	1-2	12.90	9.33
2	-1.93	-1.40	-12.59	/	/	/
Sollicitation maximale	-1.93	-1.40	12.59	Sollicitation maximale	12.90	9.33

Tableau.III.6. Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type8 (habitation).

Type 9						
	Moment en appuis(KN.m)		Eff. tranchant(KN)	Moments en travées(KN.m)		
Appuis	ELU	ELS	ELU	Travées	ELU	ELS
1	-1.89	-1.36	12.43	1-2	9.69	7.01
2	-7.55	-5.46	(12.18 ; -14.30)	2-3	6	4.33
3	-1.37	-0.99	-10.59	/	/	/
Sollicitation maximale	-7.55	-5.46	-14.30	Sollicitation maximale	9.69	7.01

Tableau.III.7. Tableau récapitulatif des sollicitations de la poutrelle Type 9 (habitation).

III.2.1.4. Ferrailage des poutrelles :

Les poutrelles se ferrailent à la flexion simple et les résultats obtenus sont représentés sur le tableau suivant :

poutrelles	ELU				ELS		
	M _t (KN.m)	M _{Ai} (KN.m)	M _{Ar} (KN.m)	V _u (KN)	M _t (KN.m)	M _{Ai} (KN.m)	M _{Ar} (KN.m)
Sollicitations max	12.90	-7.55	-2.09	14.93	9.33	-5.46	-1.52

Tableau.III.8. les sollicitations maximales des poutrelles

Calcul des armatures.						
Elément	Moment (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	12.90	0.043	0.055	0.176	2.11	3HA10 = 2.36
Appui intermédiaire	-7.55	0.164	0.225	0.164	1.32	2HA10 = 1.57
Appui de rive	-2.09	0.045	0.057	0.176	0.34	1HA10 = 0.79
Vérification de la condition de non fragilité (en appui et en travée).						
A_{min} (cm ²)	Appui de rive		Appui intermédiaire			
	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation	$A_{adopté}$ (cm ²)	Observation		
0.22	1HA10 = 0.79	Vérifié	2HA10 = 1.57	Vérifié		
A_{min} (cm ²)	En travée					
	$A_{adopté}$ (cm ²)			Observation		
1.41	3HA10 = 2.36			Vérifié		

Tableau.III.9. Tableau récapitulatif du ferrailage des poutrelles (Habitation).

III.2.1.5. Vérification :

1. Vérification à l'ELU :

a. Cisaillement : on a $V^{Max} = 14.93$ kn.m

$$\tau_u = \frac{v_{max}}{b_0 * d} = 0.83 \text{ Mpa}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min(0,13f_{c28}; 4\text{MPa}) = \min(0,13 \times 25; 4\text{MPa})$$

$\tau_u = 0,83\text{MPa} < \bar{\tau}_u = 3,25\text{MPa} \dots \dots \dots$ Condition vérifiée.

b. Calcul des armatures transversales :

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

On choisit un étrier de $\phi 6$

Soit : $A_t = 2\phi_6 = 0.56 \text{ cm}^2$.

c. Calcul de l'espacement : [4]

L'espacement des armatures transversales doit satisfaire les conditions suivantes :

$$1) S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) \rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm}$$

$$2) S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \rightarrow S_t \leq 56 \text{ cm}$$

$$3) S_t \leq A_t \frac{0.8 f_e (\sin \alpha + \cos \alpha)}{b_0 (\tau_u - 0.3 f_{ij} K)}$$

$$S_t \leq 1.6 \text{ cm}$$

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

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

d. Vérification des armatures longitudinales A_t à l'effort tranchant V_u :

- Au niveau de l'appui intermédiaire :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right)$$

$$A_t \geq \mathbf{-0.91 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

- Au niveau de l'appui de rive :**

$$A_t \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u$$

$$A_t \geq \mathbf{0.43 \text{ cm}^2} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

e. Vérification de la jonction table nervure

$$\tau_u = \frac{V_u \left(\frac{b-b_0}{2} \right)}{0.9 * d * b * h_0}$$

$$\tau_u = \mathbf{0.97 \text{ Mpa}} < \bar{\tau}_u = \mathbf{3,25 \text{ MPa}} \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

2. Vérification à l'ELS :**a. Etat limite d'ouverture des fissures :**

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification n'est pas nécessaire.

b. Etat limite de compression du béton :

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

✓ **En travée :**

$$M_{ser} = 9.33 \text{ KN.m.}$$

$$H = \frac{b \times h_0^2}{2} + 15 \times A' \times (h_0 - d') - 15 \times A \times (d - h_0) \dots \dots \dots [1]$$

$$H = 2.44 \times 10^{-5} \text{ cm}^3$$

$H > 0$ donc l'axe neutre passe par la table de compression ; d'où calcul d'une section rectangulaire $b \times h$.

- Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15(A + A')y - 15(Ad + A'd') = 0$$

$$Y = 3.92 \text{ cm}$$

- Le moment d'inertie I :

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

$$I = 8.204 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 4.45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots \dots \dots [1]$$

✓ **En appui :**

- **Appui intermédiaire :**

$$M_{a,ser} = -5.46 \text{ KN.m. ; } A = 1.50 \text{ cm}^2$$

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

$$\Rightarrow y = 7.03 \text{ cm.}$$

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

$$I = 4.48 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = 8.57 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

- **Appui de rive :**

$$M_{Ar} = -1.52 \text{ kn.m} ; A = 0.79 \text{ cm}^2$$

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

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

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

$$I = 2.4 \times 10^{-5} \text{ m}^4.$$

$$\sigma_{bc} = 4.45 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$$

c. Etat limite de déformation :

- **Evaluation de la flèche : [1],[4]**

D'après le BAEL91 et le CBA93, si l'une de ses conditions ci dessous n'est pas satisfaite la vérification de la flèche devient nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots 1 \\ \frac{h}{l} \geq \frac{Mt}{10 \times M_0} \dots\dots\dots 2 \\ \frac{A}{b_0 \times d} \geq \frac{4,2}{f_e} \dots\dots\dots 3 \end{array} \right.$$

$$\frac{h}{l} = \frac{20}{410} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625$$

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

La flèche totale est définie d'après le BAEL91 comme suit :

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

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

f_{ij} : La flèche de l'ensemble des charges permanentes avant la mise en œuvre des charges

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

La flèche admissible pour une portée inférieure à 5m est : $f_{adm} = \frac{1}{500} = \frac{410}{500} = 0.82 \text{ cm}$

- **Evaluation des moments en travée**

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

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

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

$$q_{jser} = 0.65 \times 2.80 = 1.82 \text{ KN/m}$$

$$q_{gser} = 0.65 \times 5.33 = 3.46 \text{ KN/m}$$

$$q_{pser} = 0.65(5.33 + 1.5) = 4.44 \text{ KN/m}$$

$$M_{jser} = 0.75 \frac{q_{jser} \cdot l^2}{8} = \frac{1.82 \cdot 4.1^2}{8} = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.75 \frac{q_{gser} \cdot l^2}{8} = \frac{3.46 \cdot 4.1^2}{8} = 5.45 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.75 \frac{q_{pser} \cdot l^2}{8} = \frac{4.44 \cdot 4.1^2}{8} = 6.99 \text{ KN.m}$$

- **Les propriétés de la section :**

$$A_s = 2.36 \text{ cm}^2$$

$$E_I = 32164.2 \text{ MPa}$$

$$E_v = 10721.4 \text{ Mpa}$$

Position de l'axe neutre : $y = 3.92 \text{ cm}$

Moment d'inertie de la section efficace: $I = 8.204 \times 10^{-5} \text{ m}^4$.

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} \rightarrow \rho = 0.013$$

Calcul de I_0 :

On a :

$$Y_G = \frac{b_0 \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + n(Axd + A'xd')}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + n(A + A')} = \frac{10 \frac{20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15(2.36 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (65 - 10) 4 + 15(2.36 + 0)}$$

Donc : $Y_G = 6.76 \text{ cm}$

$$I_0 = \frac{b}{3} Y_G^3 + b_0 \frac{(h - Y_G)^3}{3} - (b - b_0) \frac{(Y_G - h_0)^3}{3} + n[A(d - Y_G)^2 + A'(Y_G - d')^2]$$

$$I_0 = \frac{65}{3} 6.76^3 + 10 \frac{(20 - 6.76)^3}{3} - (65 - 10) \frac{(6.76 - 4)^3}{3} + 15[2.36(18 - 6.76)^2 + 0]$$

$$I_0 = 0.000185165 \text{ m}^4$$

Contraintes (σ_s) :

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{jser}(d-y)}{I} = 15 \frac{2.87 (0.18 - 0.0392) \times 0.001}{0.00008205} = 72,79912069 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{gser}(d-y)}{I} = 15 \frac{5.45 (0.18 - 0.0392) \times 0.001}{0.00008205} = 138,3983283 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \frac{M_{pser}(d-y)}{I} = 15 \frac{6.99 (0.18 - 0.0392) \times 0.001}{0.00008205} = 177,5978549 \text{ Mpa}$$

Inerties fictifs (I_f) :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{(2 + \frac{3b_0}{b}) \rho} \times \frac{1}{\rho} : \text{déformation instantanée.}$$

$$\lambda_i = 3.25$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i = 1.30 : \text{déformation différée.}$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 72.79 + 2.1} = 0,379003677$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 138.39 + 2.1} = 0,607297259$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 177.59 + 2.1} = 0,678027572$$

$$I_{f_{ij}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 0.00018516}{1 + 3.25 \times 0.37} = 9,12118E-05 \text{ m}^4$$

$$I_{f_{ig}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 0.00018516}{1 + 3.25 \times 0.60} = 6,8446E-05 \text{ m}^4$$

$$If_{ip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 0.00018516}{1 + 3.25 \times 0.67} = 6,3533E-05m^4$$

$$If_{vg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 0.00018516}{1 + 1.30 \times 0.60} = 0,000113768m^4$$

Evaluation des flèches :

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ij}} = \frac{2.87 \times 10^{-3} \times 4.10^2}{10 \times 32164.2 \times 9.12 \times 10^{-5}} = 1,628637066mm$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ig}} = \frac{5.45 \times 10^{-3} \times 4.10^2}{10 \times 32164.2 \times 6.84 \times 10^{-5}} = 4,126026938 mm$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot If_{ip}} = \frac{6.99 \times 10^{-3} \times 4.10^2}{10 \times 32164.2 \times 6.35 \times 10^{-5}} = 5,704103499mm$$

$$f_{gv} = \frac{M_{pser} \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot If_{gv}} = \frac{6.99 \times 10^{-3} \times 4.10^2}{10 \times 10721.4 \times 0.000113} = 7,446975079mm$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 7,396414575 mm$$

$\Delta f_t = 0.739 cm < f_{adm} = 0.82 cm. \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

III.2.1.6 .Schéma de ferrailage des poutrelles :

on a opté pour 3HA10 en travée , 2HA10 en appui intermédiaire et 1HA8 en appui de rive.

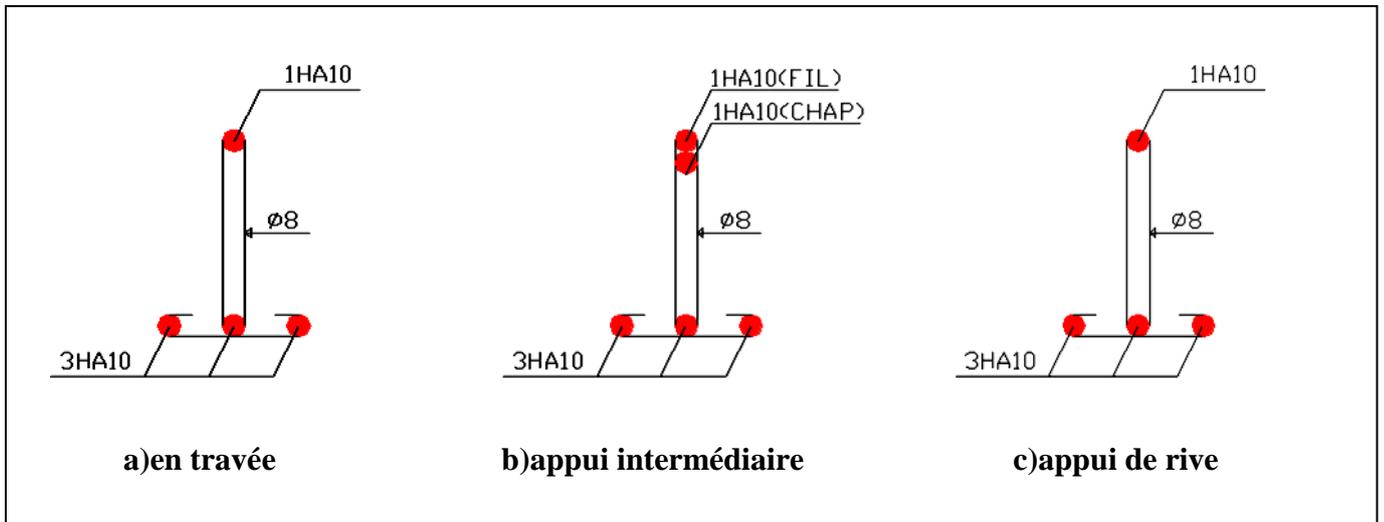


Figure III.9.Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.2.1.7.Etude de la dalle de compression :

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

Armatures perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot l_0}{f_e} = \frac{4 \cdot 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml} \quad [4]$$

On choisit $5\Phi 6 = 1.41 \text{ cm}^2/\text{ml}$; ($St=20 \text{ cm}$) $\leq 20\text{cm}$ vérifiée.

Armatures parallèles aux poutrelles :

$$A_{\parallel} = A_{\perp} / 2 = 0.65 / 2 = 0.33 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit $3\Phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2/\text{ml}$; ($St=25 \text{ cm}$) $\leq 30 \text{ cm}$vérifiée.

Pour faciliter la mise en œuvre ; on prend un treillis soudé $TS\phi 5(150 \times 150)$

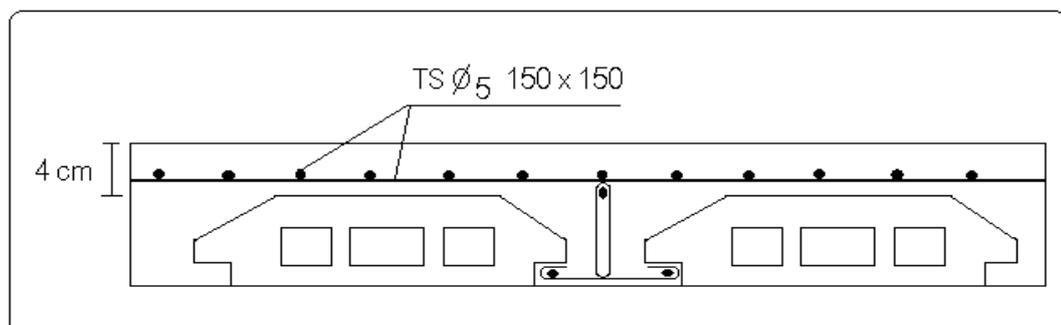


Figure.III.10. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3. Etude des dalles pleine

III.3.1. calcul des dalles sur un seul appui :

- La dalle D₅ :

On étudiera la dalle de la loggia, qui se localise du 4^{ème} entre-sol au 5^{ème} étage.

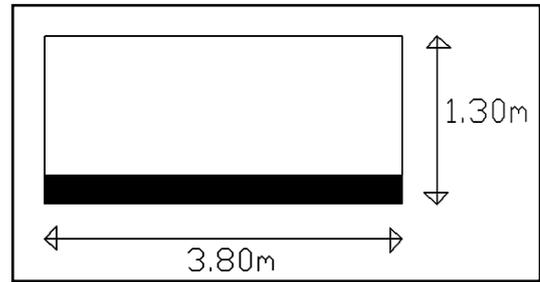


Figure.III.11. schéma de la dalle D₅.

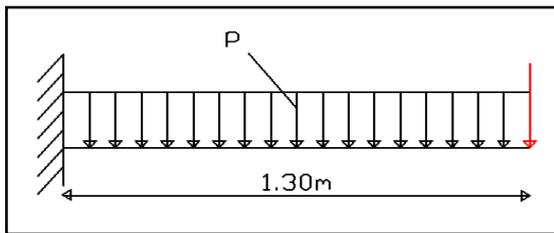


Figure.III.12. schéma statique de la dalle D₅

- $L_x=1.30$ m

- $L_y=3.80$ m

- **Charge concentrée (garde corps) :**

$$G_g = \gamma_{\text{mur}} * e * l * h = 9 * 0.1 * 1 * 0.9 = 0.81 \text{ KN}$$

$$q_{ug} = 1.35(0.81) = 1.09 \text{ KN}$$

$$q_{sg} = 0.81 \text{ KN}$$

- **Charge de la dalle :**

$$G_D = 4.53 \text{ KN/m}^2 ; Q_D = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

III.3.1.1. Calcul à l'ELU :

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

a. Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$$

$$q_u = 1.35 \times 4.53 + 1.5 \times 3.5 = 11.36 \text{ KN/m}$$

$$q_s = G + Q$$

$$q_s = 8.03 \text{ KN/m}$$

Donc après calcul d'une console on trouve :

$$M_u = -\left(\frac{q_u * l^2}{2} + q_{ug} * l\right) = -11.02 \text{ KN.m}$$

$$M_s = -\left(\frac{q_s * l^2}{2} + q_{sg} * l\right) = -7.84 \text{ KN.m}$$

$$V_u = -((11.36 * 1.30) + 1.09) = -15.86 \text{ KN}$$

III.3.1.2. Ferrailage :

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

En travée et en appui				
μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}(cm^2 / mL)$	$A_{optée}(cm^2 / ml)$
0.078	0.102	0.096	3.3	5HA10=3.93

Tableau.III.10.Résultats du ferrailage de la dalle D₅.

Armatures secondaires :

$$A_r = \frac{A_x}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2/ml$$

On prend : $A_{optée} = 3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml$

1. vérifications à l'ELU :

- **Condition de non fragilité**

$\rho_0 = 0.0008$ Pour FeE400.

$$\left\{ \begin{array}{l} e = 12 \text{ cm} \\ \rho \leq 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{min}^{tx} = \rho_0 * b * e = 0.96 \text{ cm}^2/ml$$

$A_{calculée} > A_{min}^{tx}$

On ferraille avec $A_{calculée}$

On choisit pour A^{tx} : **5HA10=3.93cm²/ml**, avec un espacement de **20cm**.

- **Vérification de l'espacement**

Sens (x-x) : $s_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \Rightarrow 20\text{cm} \leq 24 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

Sens (y-y) : $s_t \leq \min(2e ; 25\text{cm}) \Rightarrow 20\text{cm} \leq 24 \text{ cm} \dots\dots\dots$ Vérifiée.

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

$$\overline{\tau}_u = \frac{0.07 * f_{c28}}{\gamma_b} = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b * d} = \frac{15.86 * 10^{-3}}{1 * 0.10} = 0.16 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPA} \rightarrow \text{Vérifiée}$$

2. Vérification a l'ELS :

a. Vérification des contraintes :

Le panneau de dalle se situe à l'extérieur (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \overline{\sigma_{bc}} = 0.6 f_{c28}$$

$$\sigma_{st} = 15\sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \overline{\sigma_{st}} = \min\left(\frac{2}{3} f_e; 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right)$$

Les vérifications des contraintes sont résumées dans le tableau suivant :

en travée						
	M _s (KN.m)	y(m)	d (m)	I×10 ⁻⁵ (m ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{st} (MPA)
Sens (x-x)	7.84	0.027	0.10	3.37	6.28	255

Tableau.III.11.Vérification des contraintes.

D'après les résultats du tableau : $\sigma_{bc} < \overline{\sigma_{bc}} = 15\text{MPa}$

Et $\sigma_{st} > \overline{\sigma_{st}} = 201.63 \text{ Mpa} \rightarrow$ on recalcule A_{ser} à l'ELS

$$A_{ser} = \frac{M_{ser}}{d\left(1 - \frac{\alpha}{3}\right) \sigma_{st}} = 4.32 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = \sqrt{90\beta \frac{1-\alpha}{3-\alpha}} = 0.301$$

$$\beta = \frac{M_{ser}}{bd^2\sigma_{st}} = 3.89 \times 10^{-3}$$

donc : on ferraille avec : $A_{optée} = 6\text{HA}10 = 4.71 \text{ cm}^2$

Armatures secondaires :

$$A_r = \frac{A_x}{4} = \frac{4.71}{4} = 1.18 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On prend : $A_{optée} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}$

b. Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire .

$$\left\{ \begin{array}{l} - \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ - \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ - \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

▪ Sens (x-x) :

- 0.0923 > 0.0625 Vérifiée.
- 0.0923 < 0.1 Non Vérifiée
- 0.00339 ≤ 0.0105 Vérifiée.

La 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
Sens (x-x)	3,746	0,137	2,847	2,319	4,136	5,2	Vérifiée

Tableau.III.12.Calcul de la flèche

III.3.1.3. Schéma de ferrailage :

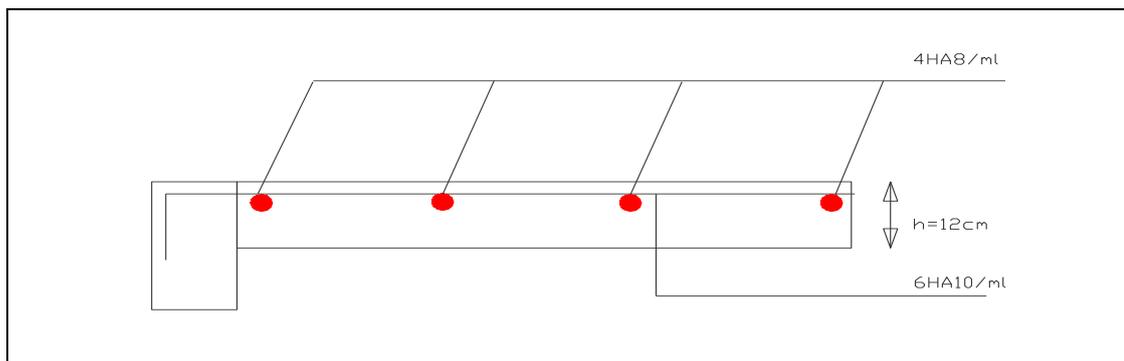


Figure.III.13.Schéma de ferrailage de la console.

III.3.2. calcul des dalles sur deux appuis :**- La dalle D₂ :**

$$\rho = \frac{3.10}{3.61} = 0.86 > 0.4 \Rightarrow \text{La dalle travaille}$$

dans les deux sens (x,y).

Charge de la dalle :

$$G_D = 4.53 \text{ KN/m}^2 ; Q_D = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

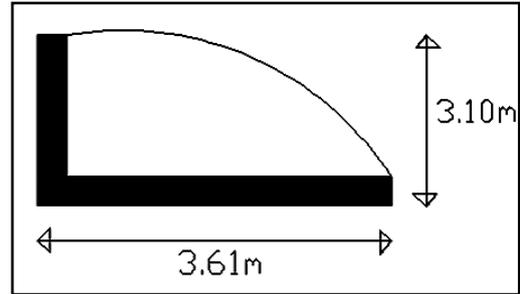


Figure.III.14. schéma de la dalle D₂.

III.3.2.1. Calcul à l'ELU :

On a :

$$q_u = 1.35 \times 4.53 + 1.5 \times 3.5 = 11.36 \text{ KN/m}$$

1. Calcul des moments isostatiques

$$M_x^0 = \mu_x * q_u * l_x^2 \rightarrow M_x^0 = 5.41 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 \rightarrow M_y^0 = 3.82 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments réels :**- En travée**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 4.60 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 3.25 \text{ KN.m}$$

- En appuis

$$M_a^x = M_a^y = -0.3 \times M_0^x = -1.62 \text{ KN.m}$$

3. Calcul de l'effort tranchant :

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 11.41 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7.22 \text{ KN}$$

III.3.2.2. Ferrailage :

	En travée				
	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}(cm^2 /mL)$	$A_{optée}(cm^2 /ml)$
Sens (x-x)	0.032	0.041	0.098	1.35	4HA8=2.01
Sens (y-y)	0.023	0.029	0.099	0.94	3HA8=1.51
	En Appuis				
Sens x, Sens y	0.011	0.014	0.099	0.47	3HA6=0.85

Tableau.III.13.ferrailage de la dalle pleine sur deux appuis.

1. Vérification a l'ELU :

a. Condition de non fragilité :

$\rho_0 = 0.0008$ Pour FeE400.

- **Sens (x-x) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e= 12Cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = 1.03 \text{ cm}^2/ml$$

$A_{calcul \acute{e}} > A_{min}$ vérifiée

On va ferrailer avec ($A_{calcul \acute{e}}$) pour **4HA8 =2.01 cm²/ml.**

- **Sens (y-y) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e= 12Cm \\ \rho < 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{min} = \rho_0 * b * e = 0.96 \text{ cm}^2/ml$$

$A_{calcul \acute{e}} > A_{min}$ vérifiée

On va ferrailiez avec ($A_{calcul \acute{e}}$) : **3HA8 =1.51 cm²/ml.**

b. Vérification de l'espace ment :

$s_t = \min (2e ; 25cm) \Rightarrow 20cm < 25 \text{ cm}$ Vérifiée.

donc: **$s_{tx} =s_{ty} =20 \text{ cm}$**

c. Vérification de l'effort tranchant :

$\overline{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA.}$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{11.41 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.11 \text{ MPA} < \tau_{adm} = 1.25 \text{ MPA} \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

2. Calcul à l'ELS :

On a :

$$q_s = G_D + Q_D = 8.03 \text{KN/m}^2$$

✓ **Calcul des moments isostatique :**

$$M_x^0 = \mu_x * q_s * l_x^2 = 4.32 \text{KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 3.43 \text{KN.m}$$

✓ **Calcul des moments réels :**

- **En travée**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x = 3.67 \text{KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y = 2.91 \text{KN.m}$$

- **En appuis**

$$M_a^x = -0.3 \times M_0^x = -1.30 \text{KN.m}$$

a) Vérification des contraintes :

La cour se situe a l'extrémité (FN), donc on doit vérifier la contrainte de compression dans le béton (σ_{bc}) et la contrainte de traction dans l'acier (σ_{st}).

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

$$\sigma_{st} = 15 \sigma_{bc} \frac{d-y}{y} \leq \overline{\sigma}_{st} = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right).$$

En travée								
	y(m)	d (m)	I×10 ⁻⁵ (m ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ _{st} (MPA)	σ̄ _{bc}	σ̄ _{st}	vérification
Sens (x-x)	0.02	0.10	1.45	5.06	88	15	201.63	Vérifier
Sens (y-y)	0.0255	0.10	2.97	2.50	109.56	15	201.63	Vérifier
En appui								
/	0.0179	0.10	1.50	1.55	106.64	15	201.63	Vérifier

Tableau.III.14.Vérification des contraintes.

b) Vérification de la flèche :

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ - \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ - \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \end{array} \right.$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$F_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$ (mm)
Sens (x-x)	1.334	0.293	0.519	0.448	1.11	6.20	Vérifier
Sens (y-y)	1.287	0.282	0,500	0.429	1.07	7.22	Vérifier

Tableau.III.15.Calcul de la flèche.

III.3.2.3. Schéma de ferrailage :

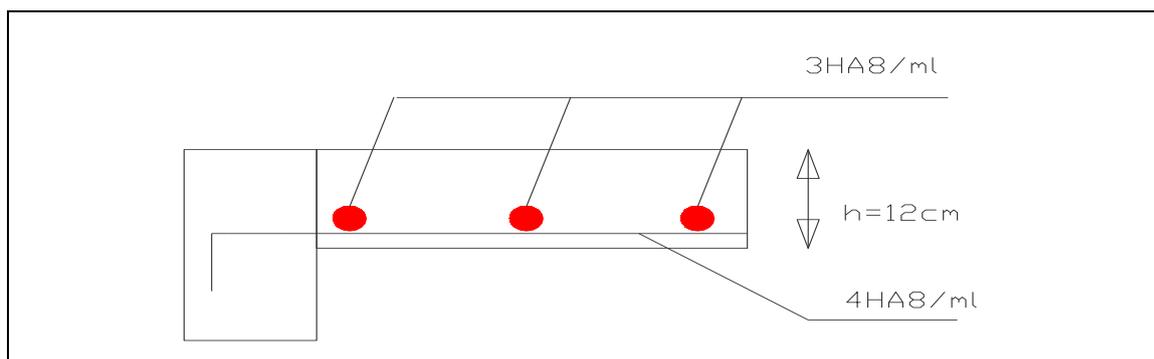


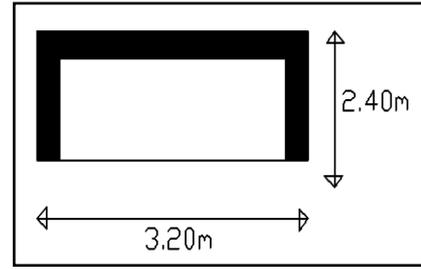
Figure.III.15.Schéma de ferrailages des dalles sur deux appuis.

III.3.3. calcul des dalles sur trois appuis :**- La dalle D₃**Charge de la dalle : $G_D = 4.69 \text{ KN/m}^2$;

$$Q_D = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

III.3.3.1. calcul a L'ELU:

$$q_u = 1.35(4.69) + 1.5(1.5) = 8.58 \text{ KN/m}^2$$

**Figure III.16. :dalle pleine sur 3 appuis.**

$$L_x = 2.40 \text{ m}$$

$$L_y / 2 = 1.60 \text{ m}$$

$$L_x > L_y / 2$$

1. Les moments isostatiques :

$$- M_0^x = \frac{qL_y^3}{24} = 11.72 \text{ KN.m}$$

$$- M_0^y = \frac{qL_x^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{qL_y^3}{48} = 14.65 \text{ KN.m}$$

2. Calcul des moments réels :**➤ en travées :**

$$- M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 8.79 \text{ KN.m}$$

$$- M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 10.99 \text{ KN.m}$$

➤ en appuis :

$$- M_a^x = M_a^y = -0.5 \times M_0^x = -5.86 \text{ KN.m}$$

3. Calcul de l'effort tranchant :On a : $\rho > 0.4$

$$V_x = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} = 7.84 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{q_u \times l_y}{2} \times \frac{l_x^4}{l_x^4 + l_y^4} = 3.30 \text{ KN}$$

III.3.3.2. Ferrailage :

	En travée				
	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{calculé}(cm^2 / mL)$	$A_{optée}(cm^2 / ml)$
Sens (x-x)	0.062	0.083	0.097	2.60	6HA8=3.02
Sens (y-y)	0.077	0.100	0.096	3.29	3HA12=3.39
	En Appuis				
/	0.041	0.052	0.098	1.72	4HA8=2.01

Tableau.III.16.ferrailage de la dalle pleine sur 3 appuis.

1. Vérification a l'ELU :

a. Condition de non fragilité

$\rho_0 = 0.0008$ Pour FeE400.

- **Sens (x-x) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e= 12Cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * e = \mathbf{1.08 \text{ cm}^2 / ml}$$

$A_{calculé} > A_{min}$ vérifiée

On va ferrailer avec ($A_{calculé}$) pour 6HA8 =3.02 cm²/ml, avec un espacement de 25cm.

- **Sens (y-y) :**

$$\left\{ \begin{array}{l} e= 12Cm \\ \rho > 0.4 \end{array} \right. \Rightarrow A_{min} = \rho_0 * b * e = \mathbf{0.96 \text{ cm}^2 / ml}$$

$A_{calculé} > A_{min}$ vérifiée

On va ferrailiez avec ($A_{calculé}$) pour 3HA12 =3.39 cm²/ml, avec un espacement de 33cm.

Vérification de l'espacement :

$s_t = \min (3e ; 33cm) \Rightarrow 25cm < 33 \text{ cm}$ Vérifiée.

$s_t = \min (4e ; 45cm) \Rightarrow 33cm < 45cm$ Vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant :

$$c. \overline{\tau}_u = 0.05 f_{c28} = 1.25 \text{ MPA.}$$

$$d. \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.84 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = \mathbf{0.078 \text{ MPA}} < \tau_{adm} = \mathbf{1.25 \text{ MPA}} \dots \text{Vérifiée.}$$

2. . Vérification à l'ELS :

$$q_s = G_D + Q_D = 6.19 \text{ KN/m}^2$$

a. Calcul des moments isostatique :

$$- M_0^x = \frac{qL_y^3}{24} = 8.45 \text{ KN.m}$$

$$- M_0^y = \frac{qL_y^2}{8} \left(L_x - \frac{L_y}{2} \right) + \frac{qL_y^3}{48} = 12.56 \text{ KN.m}$$

b. Calcul des moments réels :**- En travée**

$$\bullet M_t^x = 0.75 \times M_0^x = 6.34 \text{ KN.m}$$

$$\bullet M_t^y = 0.75 \times M_0^y = 9.42 \text{ KN.m}$$

- En appuis

$$M_a^x = -0.5 \times M_0^x = -4.22 \text{ KN.m}$$

c. Vérification des contraintes :

Comme notre dalle se situe à l'intérieur (FPN), alors on ne vérifie que la contrainte de compression dans le béton.

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

En travée						
	y(m)	d (m)	I×10 ⁵ (m ⁴)	σ _{bc} (MPA)	σ̄ _{bc}	vérification
Sens (x-x)	0.026	0.10	3.06	5.39	15	Vérifier
Sens (y-y)	0.027	0.10	3.38	7.52	15	Vérifier
En appui						
/	0.022	0.10	2.18	4.26	15	Vérifier

Tableau.III.17.Vérification des contraintes.

d. Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire :

$$\left\{ \begin{array}{l} - \frac{h}{l} > \frac{1}{16} \\ - \frac{h}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \\ - \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_c} \end{array} \right.$$

Les trois conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la flèche.

Les résultats de calcul de la flèche sont résumés dans le tableau suivant :

	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
Sens (x-x)	3,370	0,959	1,833	1,802	2,441	4,8	Vérifier
Sens (y-y)	8,175	2,707	4,658	4,590	5,535	6,4	Vérifier

Tableau.III.18.Calcul de la flèche.

III.3.3.3. Schéma de ferrailage :

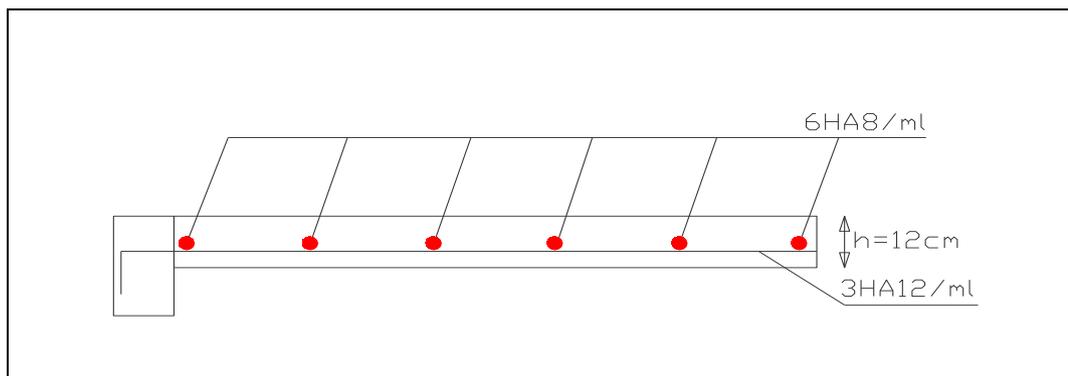


Figure.III.17.Schéma de ferrailages des dalles sur trois appuis.

III.4. Etude des escaliers :

Les escaliers sont calculés en flexion simple en considérant la section à ferrailer comme une section rectangulaire de largeur 100cm et de hauteur h. Le dimensionnement et le poids revenant de l'escalier est calculé au chapitre II.

III.4.1. calcul des sollicitations :

a. Les chargements :

On a: $G_v=8.31 \text{ KN/m}^2$; $G_p=4.78 \text{ KN/m}^2$; $Q=2.5 \text{ KN/m}^2$

Avec :

- G_v : poids propre de la volée.
- G_p : poids propre du palier.

b. Combinaison des charges

$$\text{ELU} : q_v = 1.35G_v + 1.5Q = 14.97 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = 1.35G_p + 1.5Q = 10.20 \text{ KN/m}^2$$

$$\text{ELS} : q_v = G_v + Q = 10.81 \text{ KN/m}^2$$

$$q_p = G_p + Q = 7.28 \text{ KN/m}^2$$

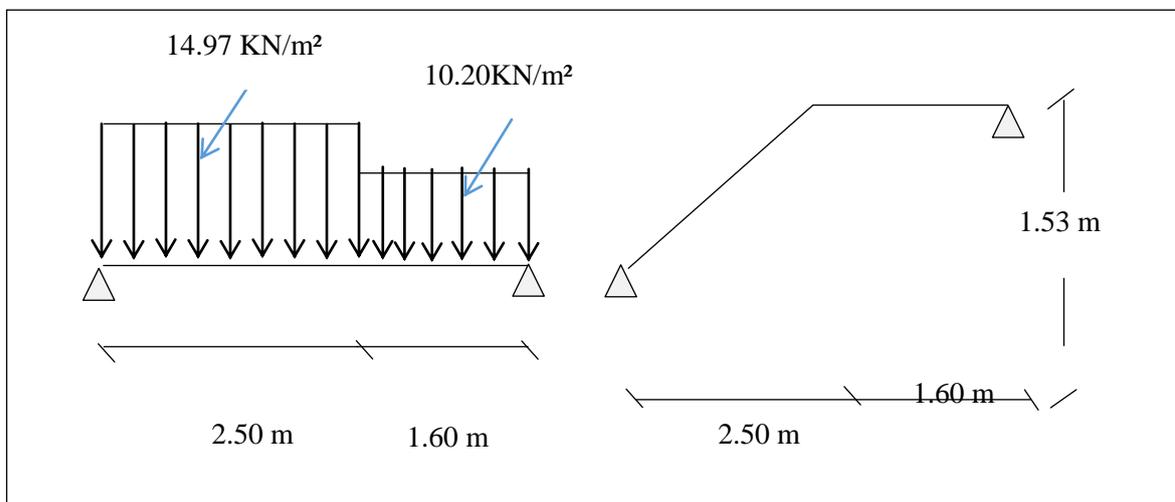


Figure III.18.Schéma statique de l'escalier type 1.

c. Les réactions :[7]

La poutre est isostatique, alors on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum f=0$$

$$\sum M/A=0$$

Donc:

$$R_B=24.55\text{KN}$$

$$R_A=29.19\text{KN}$$

d. Moment fléchissant max :

$$\triangleright M^{\max}(x_0) = 29.54 \text{ KN.m}$$

e. Effort tranchant :

$$\triangleright T(\max) = 29,19 \text{ KN}$$

Donc on a :

Moment en travée et appui :

$$M^t = 0.75 \times 29.54 = 22.15 \text{ KN.m}$$

$$M^a = -0,5 \times 29.54 = -14.77 \text{ KN.m}$$

Le tableau suivant regroupe les sollicitations max à l'ELU :

	$M_0(\text{KNm})$	$M_t^{\max}(\text{KNm})$	$M_a^{\max}(\text{KNm})$	$V_u(\text{KN})$
ELU	29.54	22.15	-14.77	29.19
ELS	18.87	14.15	-9.43	/

Tableau.III.19.Sollicitation à l'ELU de l'escalier.

III.4.2. Ferrailage :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A cm^2/ml cal	A_{\min} (cm^2/ml)	A_{adop} (cm^2/ml)	$S_t(\text{cm})$
En travée	22.15	0.156	0.213	0.091	6.99	1.69	5HA14=7.70	20
En appuis	-14.77	0.104	0.137	0.094	4.51	1.69	4HA12=4.52	20

Tableau III.20. Ferrailage de l'escalier.

Calcul des sections des armatures de répartitions :[1]

$$\text{En travée : } A_t = \frac{A_s}{4} = \frac{7.70}{4} = 1.925 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on choisit : } \mathbf{4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$\text{En appuis : } A_a = \frac{A_s}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml} \text{ on choisit : } \mathbf{3HA8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml}}$$

$$S_t \leq \min(3e; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.3. Vérifications à l'E.L.U :**✓ Vérification de la condition de non fragilité :**

$$A_t = 7.70 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

$$A_a = 4.52 > A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.14 \times \frac{2.1}{400} = 1.69 \text{ cm}^2 \quad \text{Vérifiée}$$

✓ Vérification de l'effort tranchant :

Fissuration peu nuisible :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{29.19 \times 10^{-3}}{1 \times 0.10} = 0.29 \text{ MPa} < \tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \quad \text{C'est vérifié} \Rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement.}$$

✓ Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A_L = 7.70 + 4.52 = 12.22 \text{ cm}^2$$

$$A_L \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(V_u + \frac{M_u}{0.9d} \right) = \left(29.19 \times 10^{-3} - \frac{22.15 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.10} \right) \times \frac{1.15}{400} = -6.24 \text{ cm}^2$$

$$A_L > -6.24 \text{ cm}^2$$

III.4.4. Vérification à l'ELS :

a. Vérification de l'état limite de compression du béton :

	M_{ser} (KNm)	y(m)	$I \times 10^{-5}$ (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$
En travée	14,15	0.0318	5.54	6.47	15	Vérifiée
En appui	-9,43	0.039	1.92	5.10	15	Vérifiée

Tableau .III.21.Vérification des contraintes à l'ELS de l'escalier

b. Vérification de la contrainte d'adhérence : $\tau_{ser} \leq \tau_{ser}^-$

$$\tau_{ser}^- = 0.6 \times \psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times (1,5^2) \times 2.1 = 2,83MPa \quad \text{Avec } \psi = 1.5 \text{ pour les HA}$$

$$\tau_{ser} = V_{ser} / 0,9.d.\sum U_i$$

$\sum U_i$: Somme des périmètres des barres = $\pi \times n \times \phi$

$$\sum U_i = n \times \Phi \times \pi = 4 \times 1.2 \times 3.14 = 15.7cm.$$

$$\tau_{ser} = 1.54MPa \Rightarrow \tau_{ser} < \tau_{ser}^- \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

c. Vérification de l'état limite de déformation :[1]

On doit vérifier les trois conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} (\frac{h}{l} = \frac{12}{410} = 0.029) < (\frac{1}{16} = 0.0625) \\ (\frac{h}{l} = 0.029) < (\frac{Mt}{10 \times M_0} = \frac{11.28}{10 \times 15.05}) = 0.074 \\ (\frac{A}{b \times d} = \frac{3.85 \times 10^{-4}}{1 \times 0.12}) = 0.0032 \leq (\frac{4.2}{f_e} = 0.0105) \end{array} \right.$$

Les deux premières conditions ne sont pas vérifiées, donc on doit calculer la flèche conformément au CBA93 et au BAEL91. Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau III.22

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

$$f_{adm} = \frac{l}{500} = \frac{410}{500} = 0.82cm$$

	$f_{gv}(mm)$	$f_{ji}(mm)$	$f_{pi}(mm)$	$f_{gi}(mm)$	$\Delta f(mm)$	$f_{adm}(mm)$	$\Delta f < f_{adm}$
Sens (x-x)	2,397	0,879	1,841	1,244	2.113	8,2	Vérifier

Tableau.III.22.Calcul de la flèche.

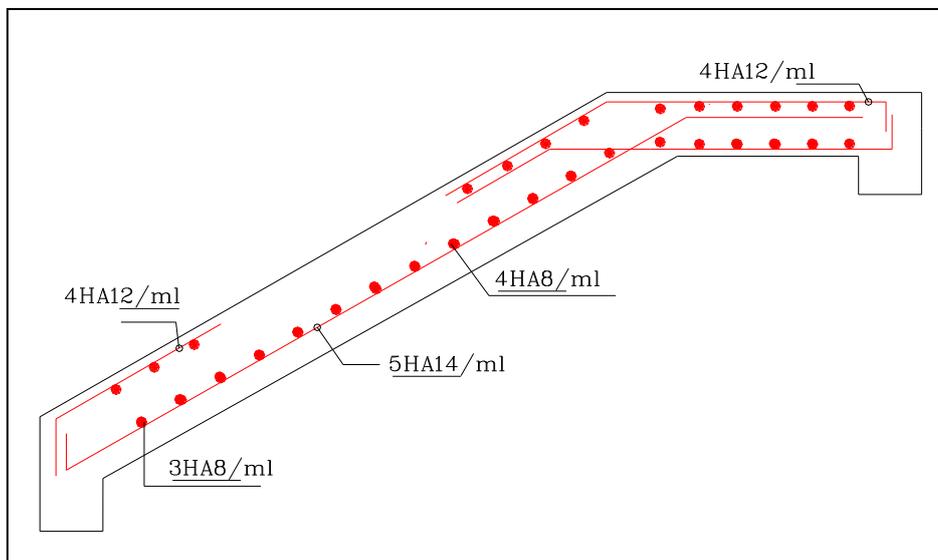


Figure III.19.Schéma de ferrailage de l'escalier .

III.4.5. Etude de la poutre palière:

Dimensionnement : l'exigence de RPA99 (art 7.5.1) :

$$\text{Condition de la flèche : } \frac{L}{15} < h < \frac{L}{10} \Rightarrow 20.67cm < h < 31cm \left\{ \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ \frac{1}{4} \leq \frac{h}{b} \leq 4 \end{array} \right.$$

On prend : h=30cm ; b=30cm.

III.4.5.1. Calcul à la flexion simple :

1. Calcul des sollicitations :

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.3^2 \times 25 = 2.25 \text{ KN/m}$$

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

ELU: $R_B = 24.55 \text{ KN/ml}$

ELS : $R_B = 17.61 \text{ KN/ml}$.

ELU	ELS
$R_B = 24.55 \text{ KN/ml}$ $P_u = 1.35 g_0 + R_B$ $P_u = 27.59 \text{ KN/m}$ $M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 11.05 \text{ KN.m}$ $M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -22.09 \text{ KN.m}$ $V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 42.76 \text{ KN}$	$R_B = 17.61 \text{ KN/ml}$ $P_s = g_0 + R_B$ $P_s = 19.86 \text{ KN/m}$ $M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 7.95 \text{ KN.m}$ $M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -15.90 \text{ KN.m}$

Tableau. III.23. Les sollicitations de la poutre palière.

2. Ferrailage :

	$M (\text{KN.m})$	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{flexion}^{CAL} (\text{cm}^2)$	$A_{min} (\text{cm}^2)$
En travée	11.05	0.033	0.042	0.275	1.15	4.5
En appuis	-22.09	0.066	0.085	0.270	2.35	4.5

Tableau. III.24. Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 4.5 \text{ cm}^2$ [2]

III.4.5.2. Calcul à la torsion :

Le moment de torsion provoqué sur la poutre palière est transmis par la volée
C'est le moment d'appui

$$M_a^{\max} = \frac{M_a \times L}{2} = \frac{14,77 \times 3,10}{2} = \mathbf{22,89 \text{ KN.m}}$$

1. Calcul de la section d'armature longitudinal :

Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section.

U : périmètre de la section

Ω : air du contour tracé à mi-hauteur

e : épaisseur de la paroi

A_l : section d'acier

$$e = \emptyset / 6 = h / 6 = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = [b-e] \times [h-e] = 0,0625 \text{ m}^2$$

$$U = 2 \times [(h-e) + (b-e)] = 1 \text{ m}$$

$$A_l = \frac{M_{Tu} \times U \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} = 5,26 \text{ cm}^2$$

- **En travée :**

$$\text{Soit : } A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1,15 + \frac{5,26}{2} \Rightarrow A^t = \mathbf{3,78 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On ferraille avec } A^t = \mathbf{4HA12} = \mathbf{4,52 \text{ cm}^2}$$

- **En appui :**

$$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2,35 + \frac{5,26}{2} \Rightarrow A^a = \mathbf{4,98 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On ferraille avec } A^a = \mathbf{4HA12 + 1HA10} = \mathbf{5,31 \text{ cm}^2}$$

III.4.5.3. Vérification à l'ELU :

a. **L'effort tranchant :**

$$V_u = 42,76 \text{ KN} \Rightarrow \begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = 0,51 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0,2}{\gamma_b} f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3,33 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \text{ C'est vérifié.}$$

b. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

$$A > (V_u + \frac{M_u}{0.9 \times d}) \times \frac{\gamma_s}{f_e} \Rightarrow A = (42.76 \times 10^{-3} - \frac{22.09 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28}) \times \frac{1.15}{400} \Rightarrow A = -1.29 \text{ cm}^2 \text{ (Vérifier).}$$

c. Calcul de l'espacement : [4]

$$S_t \leq \min(0.9d ; 40\text{cm}) = 25.2 \text{ cm}$$

On prend: $S_t = 15\text{cm}$ en travée.

$S_t = 10\text{ cm}$ en appuis .

d. Calcul des armatures transversales :**- Flexion simple :**

$$\phi \leq \min(\frac{h}{30}; \frac{b}{10}; \phi_t^{\min}) \Rightarrow \phi \leq 10\text{mm} ; \text{ On adopte } S_t = 15\text{cm.}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b \times S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 0.3 \times 0.15}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \frac{b \times S_t \times (\tau_v - 0.3 \times f_{t28})}{0.8 \times f_e} = \frac{0.3 \times 0.15 \times (0.51 - 0.3 \times 2.1)}{0.8 \times 400} < 0$$

$$A_t \geq -0.17 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 0.45 \text{ cm}^2$$

- Torsion :**En travée :**

$$A_t = \frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{22.89 \times 10^{-3} \times 0.15}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.80 \text{ cm}^2$$

En appuis :

$$\frac{M_{Tu} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{22.89 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 0.0625 \times 348} = 0.52 \text{ cm}^2$$

$$A_t^{\min} = 0.003 * s * b = 1.35 \text{ cm}^2$$

D'où $A_t = 0.45 + 1.35 = 1.80 \text{ cm}^2$; Soit un cadre et un étrier :

$$A_t = 4HA 8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ avec : } S_t = 15 \text{ cm.}$$

e. Vérification de la contrainte de cisaillement à la torsion : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

Avec $\tau_u = \sqrt{\tau_{torsion}^2 + \tau_{flexion}^2}$ [1]

On a $V_{max} = 42.76 \text{ KN}$; $\tau_{flexion} = 0.51 \text{ MPa}$

$$\tau_{torsion} = \frac{M_{Tu}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{22.89 \times 10^{-3}}{0.0625 \times 2 \times 0.05} = 3.66 \text{ MPa}$$

D'où $\tau_u = 3.69 \text{ MPa} > \bar{\tau}_u = \min(0,13 f_{c28}; 5 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$ Condition non vérifiée.

On augmente la section de la poutre on prend $b=h=35 \text{ cm}$

f. Redimensionnement de la poutre palière (b=h=35cm) :

✓ **Calcul des sollicitations :**

g_0 : Poids propre de la poutre

$$g_0 = 0.35^2 \times 25 = 3.06 \text{ KN/m}$$

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

ELU: $R_B = 24.55 \text{ KN/ml}$

ELS : $R_B = 17.61 \text{ KN/ml}$.

ELU	ELS
$R_B = 24.55 \text{ KN/ml}$	$R_B = 17.61 \text{ KN/ml}$
$P_u = 1.35 g_0 + R_B$	$P_s = g_0 + R_B$
$P_u = 28.68 \text{ KN/m}$	$P_s = 20.67 \text{ KN/m}$
$M^t = \frac{P_u \times L^2}{24} = 11.48 \text{ KN.m}$	$M^t = \frac{P_s \times L^2}{24} = 8.28 \text{ KN.m}$
$M^a = -\frac{P_u \times L^2}{12} = -22.97 \text{ KN.m}$	$M^a = -\frac{P_s \times L^2}{12} = -16.55 \text{ KN.m}$
$V_u = \frac{P_u \times L}{2} = 44.45 \text{ KN}$	

Tableau. III.25. Les sollicitations de la poutre palière.

✓ Ferrailage :

	$M(KN.m)$	μ_{bu}	α	$Z(m)$	$A_{flexion}^{CAL}$ (cm^2)	$A_{min}(cm^2)$
En travée	11.48	0.02	0.025	0.327	1.01	6.125
En appuis	-22.97	0.04	0.05	0.323	2.04	6.125

Tableau. III.26.Ferrailage de la poutre palière à la flexion simple.

$A_{min} = 0.5\% b \cdot h = 6.125 \text{ cm}^2$

M_a^{max} ($KN.m$)	$e(cm)$	$\Omega(m^2)$	$U(m^2)$	$A_t(cm^2)$
22.89	5.83	0.085	1.17	4.53

Tableau III.27. les paramètres de la section creuse équivalente .

- En travée :

Soit : $A^t = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^t = 1,01 + \frac{4.53}{2} = 3,27 \text{ cm}^2$

$A_{opté} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2$

- En appui :

$A^a = A_{flexion} + \frac{A_{Torsion}}{2} \Rightarrow A^a = 2,04 + \frac{4.53}{2} A^a = 4,30 \text{ cm}^2$

$A_{opté} = 3HA14 = 4.62 \text{ cm}^2$

✓ Vérification à l'ELU :

Flexion			Torsion				A(totale) (cm^2)	τ_u (total) (Mpa)
$A_t(cm^2)$	$\tau_u(Mpa)$	$\overline{\tau_u}(Mpa)$	$A_t^{min}(cm^2)$	$A_t(cm^2)$	$\tau_u(Mpa)$	$\overline{\tau_u}(Mpa)$	2.32	2.92
0.52	0.42	3.33	1.28	1.88	2.40	3.33		

Tableau III.28. ferrailage final de la section et vérifications.

$\tau_u = 2.92 < \overline{\tau_u} = 3.33 \text{ Mpa}$ c'est vérifiée.

✓ Vérification à ELS :

- Etat limite de compression de béton :

$$\sigma_{bc} = M_{ser} \times \frac{y}{I} < \overline{\sigma}_{bc} \quad \text{Avec} \begin{cases} 0.5 \times b \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \\ I = \frac{b}{3} \times y^3 + 15 \times A \times (d - y)^2 \end{cases}$$

En travée :

$M_t = 8.28 \text{ KN.m} ; y = 12.68 \text{ cm} ; I = 81013.27 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = \frac{8.28 \times 10^{-3}}{81013.27 \times 10^{-8}} \times 12.68 \times 10^{-2} \Rightarrow \sigma_{bc} = 1.29 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

En appuis :

$M_a = 16.55 \text{ KN.m} ; y = 12.68 \text{ cm} ; I = 81013.27 \text{ cm}^4$

$$\sigma_{bc} = 2.59 \text{ MPa} < \overline{\sigma}_{bc} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

- Evaluation de la flèche :

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

$$\frac{h}{l} = \frac{35}{310} = 0.11 > \frac{1}{16} = 0.0625. \quad \frac{h}{l} = 0.11 > \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{8.28}{10 \times 22.89} = 0.036.$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{9.24}{35 \times 33} = 0.008 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots \text{Les conditions sont vérifiées.}$$

✓ Schéma de ferrailage :

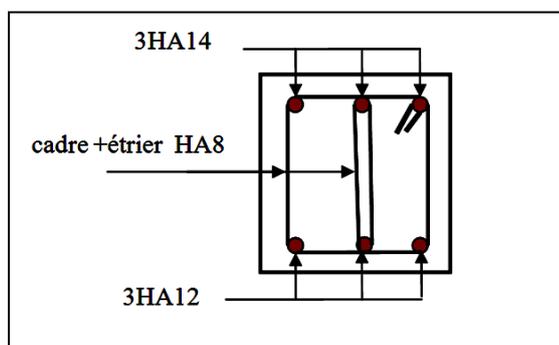


Figure. III.20. Schéma ferrailage de la poutre palière

III. 5. Etude de l'acrotère :**III. 5.1. Hypothèse de calcul :**

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

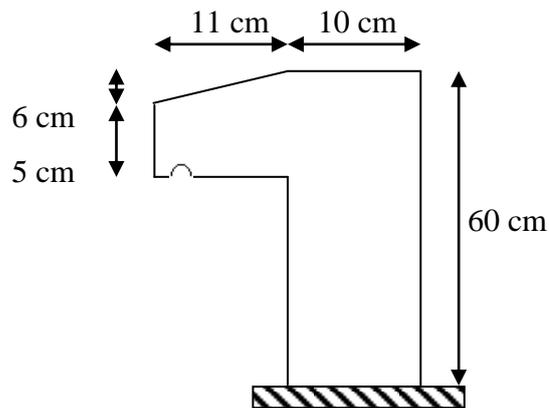


Figure .III. 21. Schéma statique de l'acrotère.

III. 5. 2 Evaluation des charges et surcharges :➤ **Verticales :**

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.0688	1.725	0.02 × 20 = 0.4	2.125	1

Tableau. III.29. Charges et surcharge

➤ **Horizontales :** (dues au séisme).

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

D'après le **RPA99**, l'acrotère est soumis à une force horizontale due au séisme :

Tel que :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) du **RPA99** pour la zone et le groupe d'usages appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 (**Tab. 6.1** du **RPA99**).

W_P : poids de l'élément considéré.

Pour notre cas : - Groupe d'usage 2.
- Zone II_a (Bejaia).

$$\begin{cases} A = 0,15. \\ C_P = 0,8. \\ W_P = 2,125 \text{ KN} / \text{ml}. \end{cases}$$

Donc : $F_P = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,125 \Rightarrow F_P = 1,02 \text{ KN}$

NB : La section de calcul en flexion composée sera de $(100 \times 10) \text{ cm}^2$, car le calcul se fait pour une bande de un mètre linéaire.

III. 5. 3. Calcul des sollicitations :

a) Calcul du centre de pression :

$$x_C = \frac{\sum A_i \times x_i}{\sum A_i}, y_C = \frac{\sum A_i \times y_i}{\sum A_i}$$

$$\sum A_i = S$$

Tel que :

$$x_C = \frac{0,6 \times 0,1 \times (0,1/2) + 0,05 \times 0,11 \times (0,1 + 0,11/2) + 0,5 \times 0,11 \times 0,06 \times (0,1 + 0,11/3)}{0,0688}$$

$$x_C = 0,0626 \text{ m}$$

$$y_C = 0,3297 \text{ m}$$

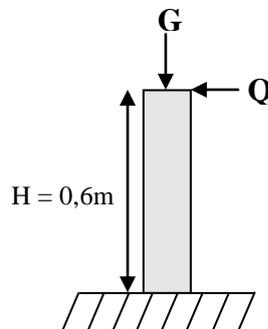


Figure. III.22. Les Sollicitations sur l'acrotère.

b) Les différentes combinaisons à utiliser :

RPA99 :G+Q+E

$N(KN) = 2.125 ; M(KN) = 0.94$

ELU :1.35 G+1.5 Q

$N(KN) = 2.88 ; M(KN) = 0.9$

ELS : G+ Q

$N(KN) = 2.125 ; M(KN) = 0.6$

c) Moment engendré par les efforts normaux :

$N_G = 2,125KN / ml \Rightarrow M_G = 0.$

$Q = 1KN / ml \Rightarrow M_Q = 1 \times 0,6 \Rightarrow M_Q = 0,6KN.m.$

$F_p = 1,02KN \Rightarrow M_{F_p} = F_p \times y_C = 1,02 \times 0,3297 \Rightarrow M_{F_p} = 0,34KN.m.$

NB : La section dangereuse se situe à l'encastrement.

d) Calcul de l'excentricité :[2]

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{2.88} = 0.3125m \\ \frac{H}{6} &= 0.1m \end{aligned} \right\} \rightarrow e_1 > \frac{H}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

e_a : Excentricité additionnelle.

$e_2 = e_1 + e_a$; **Tel que** e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

$e_a = \max(2cm; \frac{l}{250}) = \max(2cm; \frac{60}{250}) = 2cm$

$d'où : e_2 = 0.3125 + 0.02 = 0.3325m$

Calcul à la flexion composée, en tenant compte de façon forfaitaire de l'excentricité (e_3) du second ordre due à la déformation.

$e_3 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \alpha \times \phi)}{10^4 \times h} \dots \dots \dots \text{BAEL91}$

Tel que :

α : Le rapport du moment du premier ordre dû aux charges permanentes et quasi-permanentes au moment total du premier ordre.

ϕ : Le rapport de la déformation finale dû au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée.

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.6} = 0 \Rightarrow e_3 = \frac{3 \times (2 \times 0.6)^2 \times (2 + 0)}{10^4 \times 0.1} = 0.864 \text{ cm.}$$

$$d'où : e_t = e_2 + e_3 = 33.25 + 0.864 = 34.11 \text{ cm.}$$

Les sollicitations corrigées pour le calcul en flexion composée sont :

$$N_U = 2,868 \text{ KN et } M_U = N_U \times e_t = 2.868 \times 0,3411 = 0,98 \text{ KN.}$$

III. 5. 4. Ferrailage :

a) à l'ELU :

$$h = 10 \text{ cm; } d = 8 \text{ cm; } b = 100 \text{ cm;}$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2 \text{ MPa;}$$

$$\overline{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ MPa.}$$

L'acrotère, est sollicité en flexion composée, mais le calcul se fera par assimilation à

la flexion simple sous l'effet d'un moment fictif : $M_{uA} = M_{uG} + N_u \times (d - \frac{h}{2})$

Tel que :

M_{uG} et N_u : les sollicitations au centre de gravité de la section du béton seul.

M_{uA} : moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

M_{uA} (KN.m)	μ_{bu} (KN.m)	α	Z (m)	A_{LS} (cm ²)	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)
1.047	0.01152	0.0145	0.0795	0.3784	0.2959	0.966

Tableau III.30 .ferrailage de l'acrotère.

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{on adopte } A_s = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{m.}$$

• **Armatures de répartition :**

$$A_r = A_u / 4 = 2,01 / 4 = 0,5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 5 \text{ } \emptyset 6 \text{ (1,41 cm}^2\text{/ml)}.$$

• **Espacement :**

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.**
2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 60/3 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ **on adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.**

• **Vérification au cisaillement :**

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \min(0,1 \times f_{c28}; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq \min(2,5; 3\text{Mpa})$$

$$\bar{\tau}_u \leq 2,5\text{Mpa}$$

$$V_u = 1,5 \times G = 1,5 \times 2.868 = 4.3\text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{2.02 \times 10^{-3}}{1 \times 0,08} \Rightarrow \tau_u = 0,02525\text{MPa}.$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

• **Vérification de l'adhérence : [2]**

$$\tau_{se} = \frac{V_u}{0,9 \times d \times \sum \mu_i}; \sum \mu_i : \quad \text{La somme des périmètres des barres.}$$

$$\sum \mu_i = n \times \pi \times \phi = 4 \times \pi \times 0,6 = 7.54\text{cm}$$

$$\tau_{se} = \frac{2.02 * 0.001}{0.9 \times 0.08 \times 7.54 \times 10^{-2}} = 0.37\text{MPa}$$

$$\bar{\tau}_s = 0.6 \times \psi_s^2 \times f_{c28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83\text{MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_{se} < \bar{\tau}_s \rightarrow \text{Pas de risque par rapport à l'adhérence.}$$

b) à l'ELS : (vérification des contraintes).

$$d = 0.08 \text{ m};$$

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

• Position de l'axe neutre :

$$C = d - e_A;$$

Tel que e_A : distance du centre de pression C à la fibre la plus comprimée B de la section.

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} + \left(d - \frac{h}{2}\right) = \frac{0.6}{2.125} + \left(0.08 - \frac{0.11}{2}\right) = 0.3073m$$

$e_A > d \Rightarrow C$ à l'extérieur de la section.

$$\Rightarrow c = 0.08 - 0.3073 = -0.2273m$$

$$y_{sser} = y_c + c$$

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

Tel que :

$$p = -3 \times c^2 - (c - d') \times \frac{6 \times n \times A_s'}{b} + (d - c) \times \frac{6 \times n \times A_s}{b}.$$

$$q = -2 \times c^3 - (c - d')^2 \times \frac{6 \times n \times A_s'}{b} - (d - c)^2 \times \frac{6 \times n \times A_s}{b}.$$

$$p = -3 \times (-0.2273)^2 - (0.08 + 0.2273) \times \frac{6 \times 15 \times 2.01}{1} = -0.16m^2$$

$$q = -2 \times (-0.2273)^3 - (0.08 + 0.2273)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2.01}{1} = 0.022m^3$$

$P \text{ m}^2$	$q \text{ m}^3$	$C \text{ m}$	$Y_c \text{ m}$	$Y_{ser} = y+c \text{ m}$	$I \text{ cm}^4$	$\sigma_{bc} \text{ Mpa}$	$\overline{\sigma}_{bc} \text{ Mpa}$	obs	$\sigma_{st} \text{ Mpa}$	$\overline{\sigma}_{st} \text{ Mpa}$	obs
-0.16	0.022	-0.2273	-0.37	-0.20	3514	0.45	15	verf	46.48	201.6	verf

Tableau III.31.vérification des contraintes.

III.5.5. Schéma de Ferrailage :

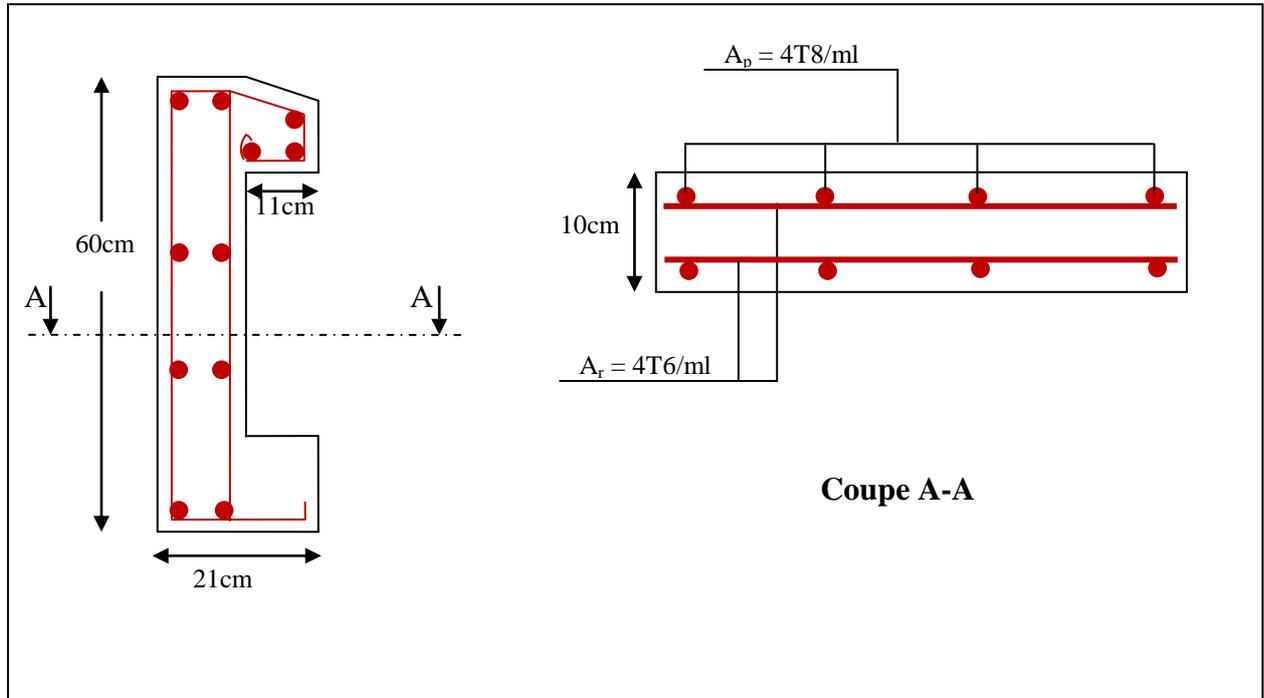


Figure. III.23. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

111.6.Conclusion :

Dans ce chapitre, il a été question en premier lieu de choisir une disposition des poutrelles des planchers en corps creux. Ce choix s'est fait en respectant les critères de la petite portée et celui de la continuité. Cette disposition a donné naissance à plusieurs types de poutrelles. Ces derniers ont été étudiés et donc ferrailés.

Nous nous sommes ensuite intéressés à l'étude des dalles pleines, qui sont ferrailées à la flexion simple (dalles pleines balcon, dalles pleines étage courant).

Dans notre structure, nous avons deux types d'escaliers, le premier type est à deux volées ferrailées à la flexion simple, le deuxième type escalier balance (duplex du 5^{ème} au 6^{ème} étage).

CHAPITRE 4

ETUDE DYNAMIQUE

IV.1.Introduction :

Toutes les structures sont susceptibles d'être soumises pendant leur durée de vie à des chargements variables dans le temps. Ces actions peuvent être dues au vent, séisme ou aux vibrations des machines, ce qui signifie que le calcul sous l'effet des chargements statiques paraît insuffisant, d'où la nécessité d'une étude dynamique qui nous permet de déterminer les caractéristiques dynamiques d'une structure afin de prévoir son comportement (déplacement et période) sous l'effet du séisme.

IV.2.Objectifs et exigences :

Les premières exigences, lors de la conception d'une structure, sont données par les normes de construction dans le cas de situation non sismiques. A celles-ci, viennent s'ajouter des normes assignées à la construction de structures en zone sismique. En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais met en jeu de nombreux facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou la dissipation d'énergie.

IV.3.Méthodes de calcul :

Selon les règles parasismiques Algérienne (RPA99/V2003) le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.3.1.Méthode statique équivalente :

Le règlement parasismique Algérien permet sous certaines conditions (4.2 du RPA99/V2003) de calculer la structure par une méthode pseudo dynamique qui consiste à remplacer les 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.

CHAPITRE 4
ETUDE DYNAMIQUE

- **Vérification de la résultante des forces sismique de calcul totale RPA99 (Article 4.2.3) :**

L'effort sismique V , appliqué à la base de la structure, doit être calculé successivement dans les deux directions horizontales et orthogonales selon la formule :

$$V_{st} = A \times D \times Q \times \frac{1}{R} \times w$$

A : coefficient d'accélération de la zone..... [2] (Tableau 4.1)

Le coefficient « A » représente l'accélération du sol et dépend de l'accélération maximale possible de la région, de la période de la vie de la structure, et du niveau de risque que l'on veut avoir.

L'accélération maximale dépend de la période de retour que l'on fixe ou en d'autres termes de la probabilité que cette accélération survienne dans l'année. Il suffit donc de se fixer une période de calcul et niveau de risque.

Cette accélération ayant une probabilité plus au moins grande de se produire. Le facteur dépend de deux paramètres :

Groupe d'usage : groupe **2**

Zone sismique : zone **IIa**

R : Coefficient de comportement globale de la structure, il est en fonction du système de Contreventement. [2] (Tableau 4.3)

Dans le cas de notre projet, on va choisir un système mixte portique voiles sans interaction.

Donc : $R = 4$

Q : Facteur de qualité de la structure déterminée par la formule suivante : [2] (Formule 4.4)

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

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

Critère« q »	Observé	$P_q/(x-x)$	Observé	$P_q/(y-y)$
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Oui	0
2-Redondance en plan	Non	0.05	Non	0.05
3-Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
4-Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5-Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6-Contrôle de qualité d'exécution	Oui	0	Oui	0

Tableau IV.1. Valeurs de pénalités P_q

Donc :

$$Q_x=Q_y=1.10$$

W : Poids total de la structure :

$$W = n \sum W_i$$

Avec : $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids du aux charges permanentes totales.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation, il est donné par le tableau [2] (4-5).

$\beta = 0.2$ pour usage d'habitation

$$\Rightarrow W = 43949.18 \text{ KN}$$

D : Facteur d'amplification dynamique moyen :

Le coefficient D est le facteur d'amplification dynamique moyen, il est en fonction de la période fondamentale de la structure (T), de la nature du sol et du facteur de correction de la période (η).

On comprendra aisément qu'il devrait y avoir une infinité, mais pour simplifier on est amené à prendre des courbes enveloppes et à supprimer la partie descendante de la courbe vers les

valeurs faibles de la période de la structure T (ceci pour tenir compte des formules forfaitaires de la période qui donnent des valeurs faibles de T)

$$D \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \dots\dots\dots [2] \text{ (Formule 4-2)} \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : Période caractéristique, associée à la catégorie du site.[2] (Tableau 4.7)

Le sol en place est de moyenne qualité sensible à l'eau (saturé), plastique et de compacité moyenne, donc du **RPA 99 (Tableau 3-2)** de classification des sites on trouve que ces caractéristiques correspondent à un site de catégorie S₂, donc on aura

$$\left\{ \begin{array}{l} \Rightarrow T_1 = 0.15 \text{ s} \\ T_2 = 0.4 \text{ s} \end{array} \right.$$

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

$$T = \min (C_T h_n^{3/4}; 0.09H / \sqrt{L}) \dots\dots\dots [2] \text{ (Tableau 4.7)}$$

Le facteur de correction d'amortissement (η) est donnée par :

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \zeta)} \geq 0.7 \quad [2] \text{ (Tableau 4.3)}$$

Où ζ(%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

$$\text{On prend : } \zeta = \frac{7+10}{2} = 8.5\% \dots\dots\dots [2] \text{ (Tableau 4.2)}$$

$$\text{Donc } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+\zeta}} = 0.81 > 0.7$$

$$T_c = C_T h_n^{3/4} \dots\dots\dots [2] \text{ (Formule 4.6)}$$

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

$$h_N = 33.66 \text{ m}$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement du type de remplissage et donnée par le type de système de contreventement :

Pour le contreventement mixte portique voiles sans interaction qui est notre cas :

$$C_T = 0.050$$

$$T_c = 0.70s$$

On peut également utiliser aussi la formule suivante :

$$T = 0.09 \times \frac{H}{\sqrt{L}} \dots\dots\dots [2] \text{ (Formule 4.7)}$$

L : Distance du bâtiment mesuré à la base dans les deux directions.

$$L_x = 25.80m, L_y = 13.55m$$

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} T_x = 0.60s \\ T_y = 0.82s \end{array} \right.$$

$$T_x = \min(T_x, T_c) = 0.60s > T_2 = 0.4s$$

$$T_y = \min(T_y, T_c) = 0.70s > T_2 = 0.4s$$

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

$$D_x = 1.54$$

$$D_y = 1.39$$

La période fondamentale statique majorée de 30% est :

$$T_{sx} = 1.30 \times 0.60 = 0.78s$$

$$T_{sy} = 1.30 \times 0.70 = 0.91s$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{stx} = \frac{0.15 \times 1.54 \times 1.10}{4} \times 43949.18 = 2791.87 \text{ KN}$$

$$V_{sty} = \frac{0.15 \times 1.39 \times 1.10}{4} \times 43949.18 = 2519.94 \text{KN.}$$

VI.3.2.Méthode dynamique modale spectrale :

Il s'agit de chercher les premiers modes propres de flexion torsion. Les méthodes de calcul sophistiquées et en particulier l'analyse modale spectrale, sont rendues obligatoires par les codes parasismiques modernes (exemple RPA99) dès que les structures considérées ne répondent plus aux critères de régularité spécifiés dans ces codes (régularité en configuration horizontale et verticale).

L'étude vibratoire d'un système donné suppose le choix du modèle mécanique dont le comportement reflète aussi fidèlement que celui du système réel.

La conception des masses en un certain nombre de points judicieusement choisis est un des aspects de la modélisation.

Le plancher considéré comme infiniment indéformable dans son plan nécessite une modélisation de deux façons :

Modélisation par nœuds maitres.

Modélisation par un corps infiniment rigide.

Dans les deux cas la masse est concentrée dans son centre de gravité.

Le critère de masse modale, significatif dans la participation modale, doit être complété l'évaluation des moments d'inertie massique modaux, qui mettent en évidence des modes de torsion produisant des couples de torsion importants bien qu'assortis d'une masse modale négligeable

IV.3.3.Méthode d'analyse par accélérogramme :

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

IV.4.Exigences de RPA99/V2003 pour les systèmes mixtes :

1. D'après l'article 4.3.4, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

2. La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90% au moins de la masse total de la structure.
3. Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum des modes à retenir est trois modes dans chaque direction considérée.

IV.5.Modélisation et résultats :

Le logiciel utilisé pour modéliser notre structure est le ROBOT version 2011.

IV.5.1.Disposition des voiles de contreventements :

L'architecture de notre bâtiment a compliqué le choix de la disposition des voiles. Nous avons essayé plusieurs dispositions qui ont abouti à un mauvais comportement de la structure. La disposition retenue est la suivante :

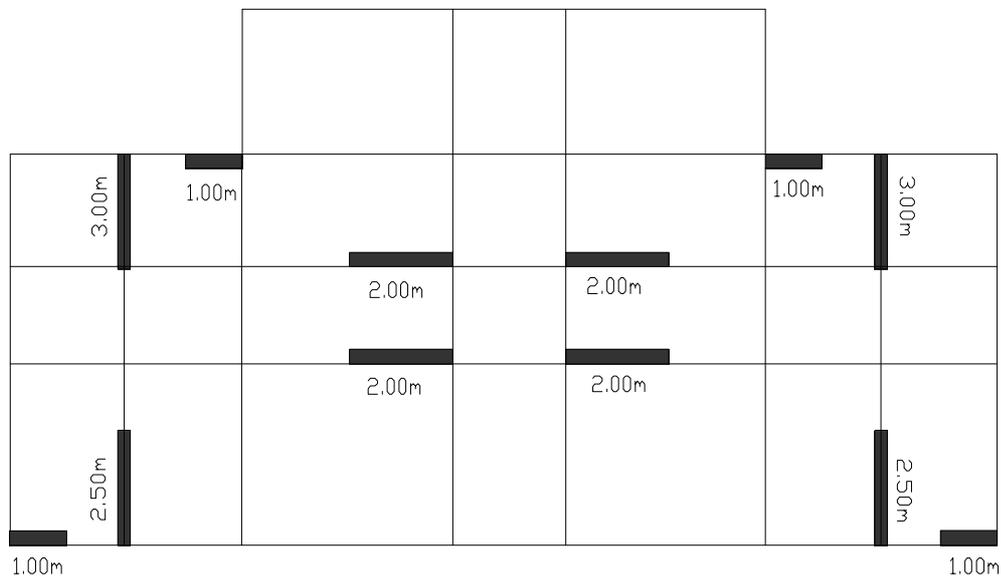


Figure IV.1 Disposition des voiles.

Résultats obtenu :

a) Périodes de vibration et participation massique :

Modes	Périodes	Masse Modale [%]		Masses Cumulées [%]	
	Sec	U _x	U _y	U _x	U _y
Mode 1	1.02	0.01	68.82	0.01	68.82
Mode 2	0.97	70.47	0.04	70.48	68.86
Mode 3	0.90	2.86	0.18	73.34	69.04
Mode 4	0.31	12.00	0.00	85.34	69.04
Mode 5	0.29	0.00	15.12	85.34	84.15
Mode 6	0.26	0.05	0.16	85.39	84.31
Mode 7	0.16	5.00	0.00	90.39	84.31
Mode 8	0.13	0.00	6.02	90.39	90.33
Mode 9	0.12	0.01	0.10	90.40	90.43
Mode 10	0.10	0.00	0.00	90.40	90.43
Mode 11	0.10	2.78	0.00	93.17	90.43
Mode 12	0.10	0.02	0.00	93.19	90.43

Tableau IV.2. Modes et périodes de vibration et taux de participation des masses

D'après les résultats obtenus dans le tableau ci-dessus, on constate que les premiers modes de vibrations sont des translations avec un facteur de participation massique 68.82% pour le premier mode selon Y et 70.47% selon X.

On constate aussi que 90% de la somme des masses modales effectives sont atteint au 8^{eme} mode.

Les modes de vibration sont montrées sur les figures IV.1, IV.2 et IV.3

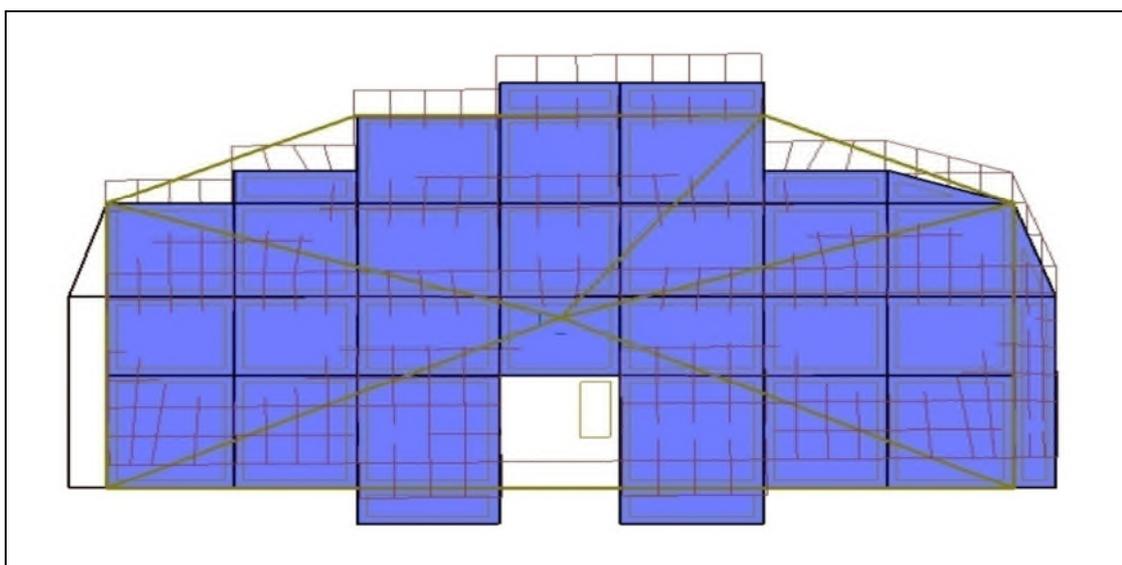


Figure IV.2. Mode 1 (translation suivant Y)

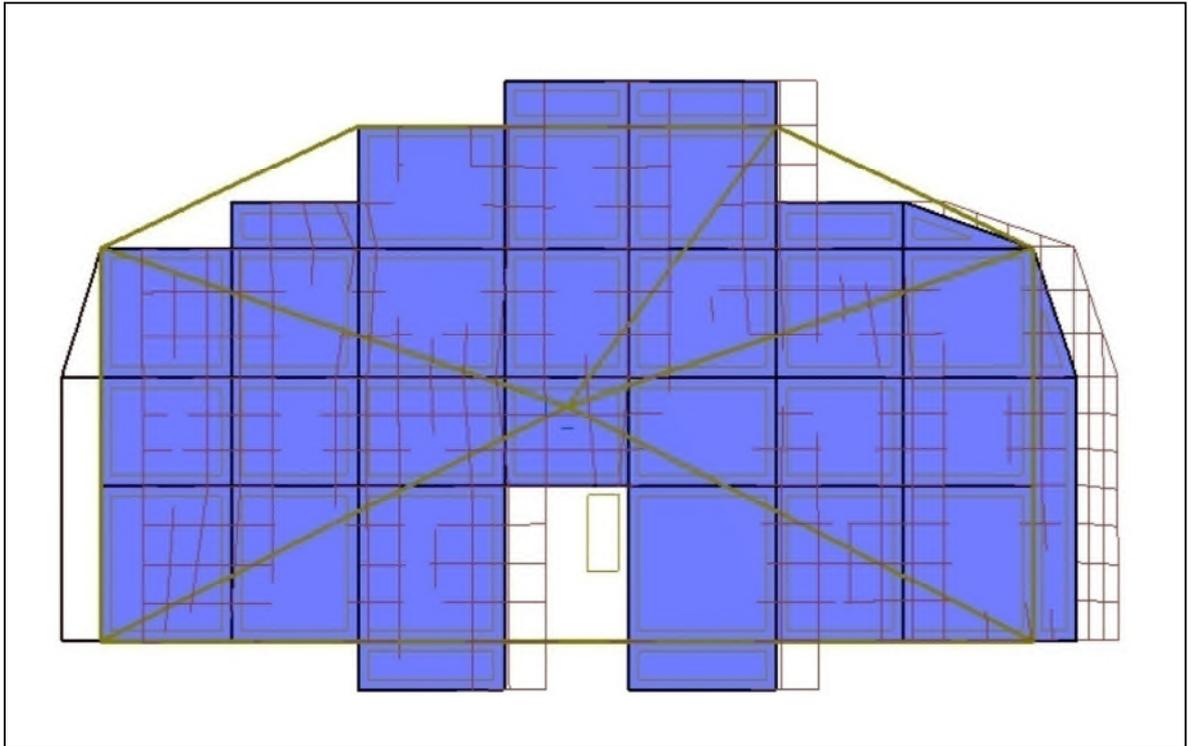


Figure IV.3.Mode 2 (translation suivant X)

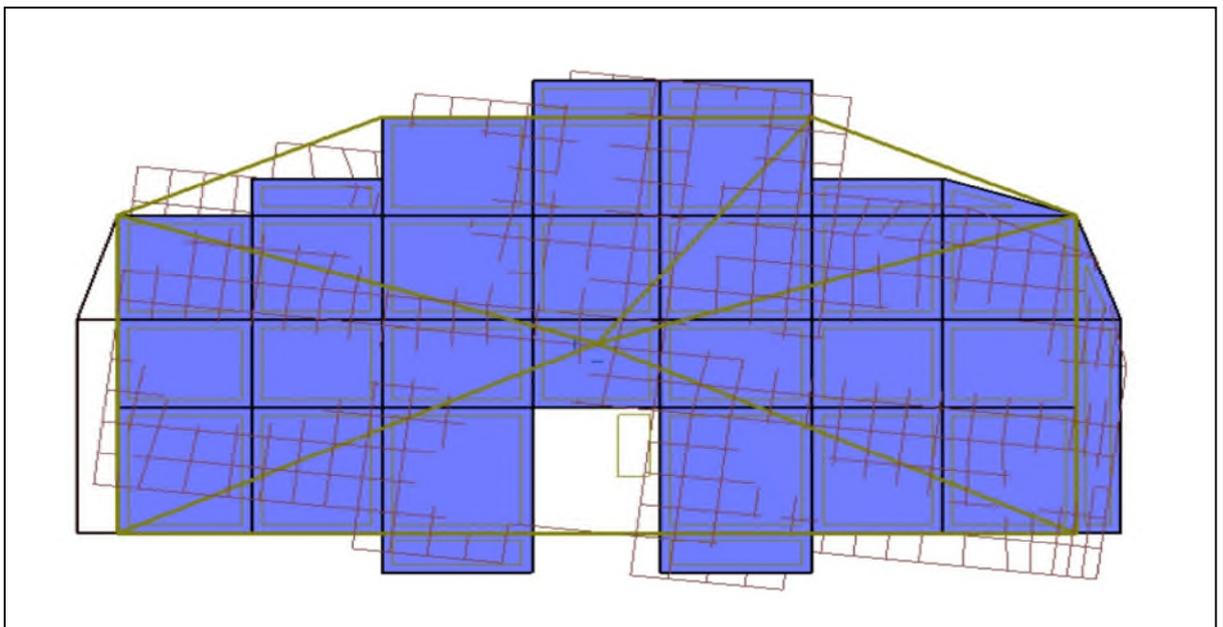


Figure IV.4. Mode 3 (Rotation autour de Z)

IV.5.2. Vérification de l'effort normal réduit :

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

$$v = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

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

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau IV.5

NIVEAU	Poteau (cm)	B (m ²)	N _d (KN)	v	Observation
4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre-sol	50x50	0.25	1585.19	0.25	Vérifier
2 ^{ème} et 1 ^{er} entre-sol	45x50	0.22	984.19	0.17	Vérifier
RDC et 1 ^{er} étage	45x45	0.20	811.70	0.16	Vérifier
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	40x45	0.18	572.88	0.13	Vérifier
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étage	40x40	0.16	347.58	0.09	Vérifier
6 ^{ème} étage	35x40	0.14	152.00	0.04	Vérifier

Tableau IV.3. Vérification de l'effort normale réduit.

IV.5.3. Vérification de la résultante des forces sismiques :

Selon l'RPA99 (4.3.6), la résultante des forces sismiques à la base V_{dyn} obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces Sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} .

Résultante des forces sismiques	V _{st} (KN)	0.8V _{st} (KN)	V _{dyn}	Observation
Sens x-x	2791.87	2233.50	1952.09	Non verifier
Sens y-y	2519.94	2015.95	1850.23	Non verifier

Tableau IV.4. Vérification de la résultante des forces sismique

L'effort $V_{Dynamique} < 0,8V_{Statique}$, donc les paramètres de la réponse calculés doivent être majorés de $0,8V_{Statique} / V_{Dynamique}$.

Sens x-x : $0,8V_{Statique} / V_{Dynamique} = 1.14$

Sens y-y : $0,8V_{\text{Statique}}/V_{\text{Dynamique}}=1.09$

IV.5.4. Justification vis-à-vis des déformations :

Selon l'RPA99 (Art 5.10), les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1.0% de la hauteur de l'étage.

Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k -1 » est égale à :

$$\Delta K = \delta K - \delta K-1$$

Avec : $\delta K = R \times \delta eK$

δK : déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure donné par le [4] Art4.43

δeK : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : coefficient de comportement (R=4).

Tous les résultats sont regroupés dans le tableau IV.7.

niveau	Sens x-x						Sens y-y				
	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	hk (cm)	$\Delta K/hK$ (%)	δeK (cm)	δK (cm)	$\delta K-1$ (cm)	ΔK (cm)	$\Delta K/hK$ (%)
4 ^{ème} entre-sol	0.02	0.10	0.00	0.10	306	0.033	0.02	0.10	0.00	0.10	0.033
3 ^{ème} entre-sol	0.07	0.30	0.10	0.20	306	0.065	0.05	0.20	0.10	0.10	0.033
2 ^{ème} entre-sol	0.12	0.50	0.30	0.20	306	0.065	0.10	0.40	0.20	0.20	0.065
1 ^{er} entre-sol	0.20	0.80	0.50	0.30	306	0.098	0.15	0.60	0.40	0.20	0.065
RDC	0.25	1.00	0.80	0.20	306	0.065	0.22	0.90	0.60	0.30	0.098
1 ^{er} étage	0.30	1.20	1.00	0.20	306	0.065	0.27	1.10	0.90	0.20	0.065
2 ^{ème} étage	0.37	1.50	1.20	0.30	306	0.098	0.35	1.40	1.10	0.30	0.098
3 ^{ème} étage	0.42	1.70	1.50	0.20	306	0.065	0.40	1.60	1.40	0.20	0.065
4 ^{ème} étage	0.47	1.90	1.70	0.20	306	0.065	0.45	1.80	1.60	0.20	0.065
5 ^{ème} étage	0.50	2.00	1.90	0.10	306	0.033	0.50	2.00	1.80	0.20	0.065
6 ^{ème} étage	0.52	2.10	2.00	0.10	306	0.033	0.55	2.20	2.00	0.20	0.065

Tableau IV.5. Verifications des déplacements

On voit bien à travers ce tableau que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d'étage.

IV.5.5 Justification vis à vis de l'effet P-Δ : [2] 5.9

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) sont les effets dus aux charges verticales après déplacement. Ils peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{P_K \times \Delta_K}{V_K \times h_K} \leq 0.10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau «k»

$$P_K = \sum_{i=K} n(W_{gi} + \beta W_{qi})$$

V_K : effort tranchant d'étage au niveau "k"

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

h_K : hauteur de l'étage "k".

Si $0.1 \leq \Theta_K \leq 0.2$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en

amplifiant les effets de l'action sismique calculé au moyen d'une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1 / (1 - qK)$.

Si $\Theta_K > 0.2$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats sont regroupés dans le tableau IV.6

niveau	hk (cm)	Pk (KN)	Sens x-x			Sens y-y		
			Δk	Vk (KN)	Θk	Δk	Vk(KN)	Θk
4 ^{ème} entre-sol	306	43949.18	0.10	2041.82	0.007	0.10	1856.17	0.008
3 ^{ème} entre-sol	306	41817.00	0.20	2016.15	0.014	0.10	1838.78	0.007
2 ^{ème} entre-sol	306	37741.38	0.20	1910.07	0.013	0.20	1758.64	0.014
1 ^{er} entre-sol	306	33717.16	0.30	1807.92	0.018	0.20	1657.07	0.013
RDC	306	29805.90	0.20	1653.05	0.012	0.30	1535.32	0.019
1 ^{er} étage	306	25901.60	0.20	1508.83	0.011	0.20	1415.90	0.012
2 ^{ème} étage	306	22124.98	0.30	1331.55	0.016	0.30	1273.13	0.017
3 ^{ème} étage	306	18367.78	0.20	1165.66	0.010	0.20	1131.67	0.011
4 ^{ème} étage	306	14715.64	0.20	953.68	0.010	0.20	974.00	0.009
5 ^{ème} étage	306	11332.06	0.10	660.08	0.006	0.20	778.81	0.009
6 ^{ème} étage	306	5243.30	0.10	545.42	0.003	0.20	651.65	0.005

Tableau IV.6. Vérification de l'effet P- Δ

D'après les résultats obtenus dans le tableau IV.8, les effets P- Δ peuvent être négligés.

IV.6.conclusion :

Le choix de la disposition des voiles pour la satisfaction de toutes les exigences de l'étude dynamique n'est pas une chose aisée pour tout type de structures, car des contraintes architecturales peuvent entravée certaines étapes.

Dans notre cas, on a pu vérifier toutes les exigences, selon le RPA99/2003 à savoir : la vérification de l'effort normale réduit, la vérification de la résultante des forces sismiques, justification vis-à-vis des déformations et l'effet P- Δ .

CHAPITRE 5

ETUDE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

V.1. Introduction :

Une construction en béton armé demeure résistante avant et après séisme grâce à ces éléments principaux (voiles, poteaux, poutres). Cependant ces derniers doivent être bien armés (ferrailler) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Etude des poutres :

Les poutres ont pour objectifs la transmission des charges apportées par les planchers aux poteaux. Les efforts normaux dans les poutres seront négligés, elles seront ainsi sollicitées uniquement par des moments fléchissant en travées et en appuis, et par des efforts tranchants, le calcul se fera alors en flexion simple.

On distingue les poutres principales qui constituent des appuis aux poutrelles et les poutres secondaires qui assurent le chaînage (disposées parallèlement aux poutrelles).

Après détermination des sollicitations (M , N , T) on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le **RPA99 Version 2003** et celles données par le **BAEL91**.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel ROBOT2011, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le **RPA99 Version 2003** suivantes :

- 1). $1.35G+1.5Q$
- 2). $G+Q$
- 3). $G+Q+E$
- 4). $G+Q-E$
- 5). $0.8G+E$
- 6). $0.8G-E$

V.2.1.Recommandation du RPA 99/V2003 :

a) Coffrage :

- Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1,5h + b_1 \end{cases} \dots \dots \dots [2] \text{ (Article 7.5.1)}$$

b) Ferrailage : [2] Article 7.5.2

- Les armatures longitudinales :

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de $0,5\%b \times h$ en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - $4\%b \times h$ En zone courante.
 - $6\%b \times h$ En zone de recouvrement.
- 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 des recouvrements est de :
 - $40\emptyset$ En zone II_a.

Avec : \emptyset_{\max} est le diamètre maximale utilisé.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué conformément à la figure V.6, avec des crochets à 90°. Cette même figure comporte les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.
- Les cadres du nœud disposés comme armatures transversales des poteaux, sont constitués de 2U superposés formant un carré ou un rectangle (là où les circonstances s'y prêtent, des cadres traditionnels peuvent également être utilisés).

- Les directions de recouvrement de ces U doivent être alternées Néanmoins, il faudra veiller à ce qu'au moins un coté fermé des U d'un cadre soit disposé de sorte à s'opposer à la poussé au vide des crochets droits des armatures longitudinales des poutres.
- On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœuds.

- Les armatures transversales : [2] Article 7.5.2.2

- La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0,003\% \times S \times b$$

- L'espacement maximum entre les armatures transversales est déterminé comme suit :
Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$\text{Minimum de : } S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_1\right)$$

En dehors de la zone nodale : $S \leq \frac{h}{2}$ Avec : h : La hauteur de la poutre

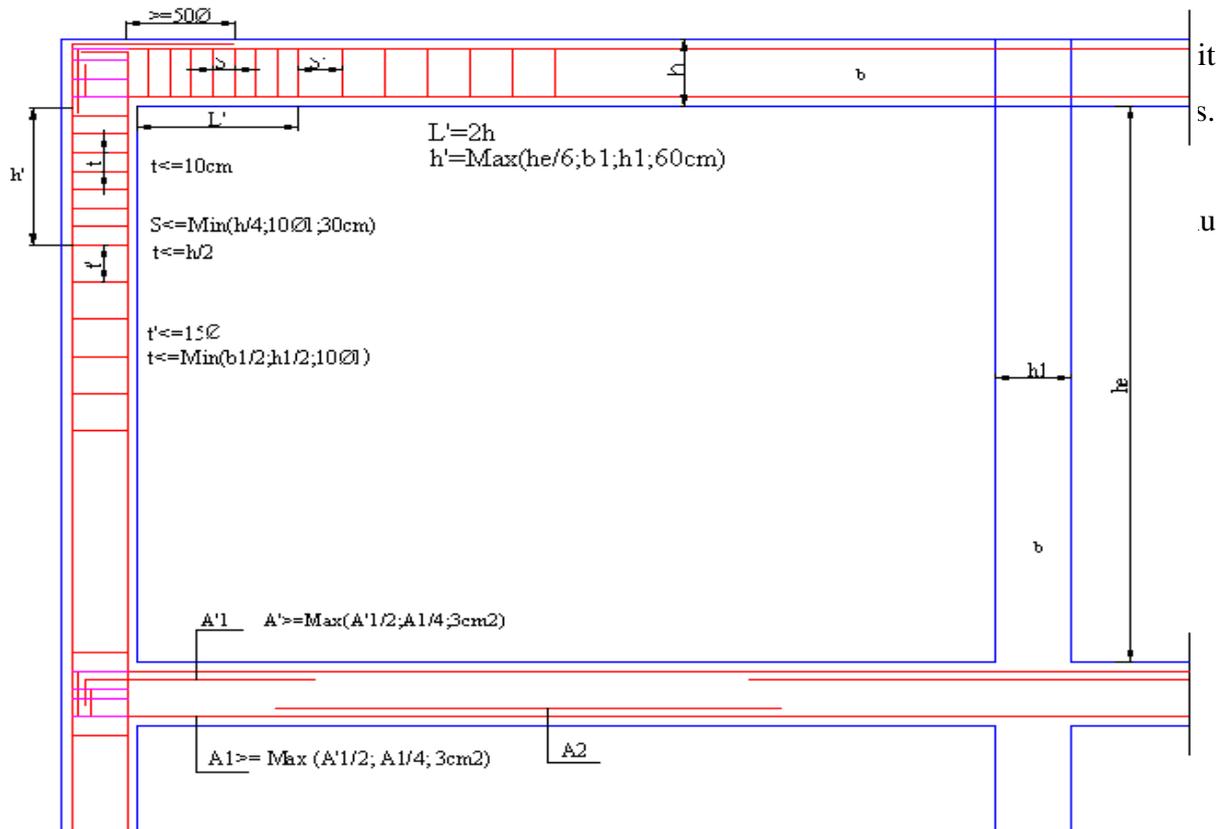


Figure V.1. : Dispositions constructives portiques

V.2.2. Recommandation du BAEL :

La section minimale des aciers longitudinaux est de :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \text{ (Condition de non fragilité).}$$

V.2.3. Section de ferrailage des poutres :

a) Les armatures longitudinales :

Le ferrailage des poutres est déduit de la modélisation du ROBOT2011, les sections adoptées doivent respecter la condition minimale d'armatures exigées par le RPA.

Les Résultats de sollicitations maximales et de ferrailages des poutres sont résumés dans le tableau qui suit :

Niveau	Type de poutre	Section	Localisation	A_{cal} (cm^2)	A_{min} (cm^2)	A_{adop} (cm^2)	N ^{bre} de barres
Etage courant	Principales	30x35	Appuis	9.60	5.25	12.06	6T16
			travées	13.20		15.45	3T16+3T20
	Secondaires	30x35	Appuis	8.40	5.25	9.24	6T14
			travées	8.90		9.24	6T14
Terrasse inaccessible.	Principales	30x35	Appuis	8.80	5.25	9.24	6T14
			travées	7.30		8.01	3T12+3T14
	Secondaires	30x35	Appuis	6.30	5.25	6.79	6T12
			travées	3.10		4.62	3T14+3T12

Tableau.V.1. Armatures longitudinales des poutres.

b) Armatures transversales :

- Calcul de Φ_t :

Le diamètre minimal doit vérifier la condition **du BAEL**.

$$\phi \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_{l \min}\right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{450}{35}, \frac{350}{10}, 12\right) \Rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm.}$$

Donc on adopte un cadre et un étrier de $\phi 8$ d'où : $A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

- **Calcul des espacements des armatures transversales :**

Selon RPA 99/2003 Art (7.5.2.2) :

Zone nodale : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_{\min}\right)$

Poutres principales : $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 * 1,2\right) \Rightarrow S_t \leq 8.75 \text{ cm}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \min\left(\frac{35}{4}; 12 * 1,2\right) \Rightarrow S_t \leq 8.75 \text{ cm}$ soit : $S_t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

Poutres principales : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.50\text{cm}$ soit : $S_t = 15\text{cm}$

Poutres secondaires : $S_t \leq \frac{h}{2} \Rightarrow S_t \leq \frac{35}{2} \Rightarrow S_t \leq 17.50\text{cm}$ soit : $S_t = 15\text{cm}$

- **Section d'armatures transversales :**

$$A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 35 \times 10 = 1.05 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 > A_t^{\min} \dots\dots\dots\text{condition vérifiée.}$$

V.2.4. Vérifications :

V.2.4.1. Vérification des armatures selon le RPA 99/2003 :

a) Longueurs de recouvrement :

$$L_r > 40\phi_L$$

$$\phi = 20\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 2 = 80 \text{ cm, on adopte } L_r = 85 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.6 = 64 \text{ cm, on adopte } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.4 = 56 \text{ cm, on adopte } L_r = 60 \text{ cm.}$$

$$\phi = 12\text{mm} \rightarrow L_r > 40 \times 1.2 = 48 \text{ cm, on adopte } L_r = 50 \text{ cm.}$$

b) Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux :

- **Poutres principales :**

-En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 49 \text{ cm}^2 > A \quad \text{Condition vérifiée}$$

-En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A \quad \text{Condition vérifiée}$$

- **Poutres secondaires :**

-En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 35 = 49 \text{ cm}^2 > A \quad \text{Condition vérifiée}$$

-En zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 35 = 63 \text{ cm}^2 > A \quad \text{Condition vérifiée}$$

V. 2.4.2. Vérification à l'ELU :

– **Condition de non fragilité :**

$$A > A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.30 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition de non fragilité est vérifiée.

– **Contrainte tangentielle maximale : BAEL 91(art.H.III.2.)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} ; \text{F. P. N} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.13 \times f_{c28}, 5 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ MPa}$$

Poutres	V _U (KN)	τ _U (MPa)	Observation
Principales	346.06	2.29	Vérifié
Secondaires	237.99	1.58	Vérifié

Tableau.V.2. Vérification de la contrainte tangentielle.

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

V.2.4.3. Vérification à l'ELS :

a) **Etat limite d'ouverture des fissures :**

Aucune vérification à faire car la fissuration, est peu préjudiciable.

b) **Etat limite de compression du béton : BAEL91 (Art E.III.1)**

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15 \times (A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s (y - d')^2]$$

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (m ⁴)	Y (m)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Principales	Appuis	95.54	0.0018	0.168	8.92	Vérifiée
	Travées	87.32	0.0016	0.170	9.27	Vérifiée
Secondaires	Appuis	66.98	0.0012	0.137	7.65	Vérifiée
	Travées	36.46	0.0012	0.137	4.16	Vérifiée

Tableau .V.3 Vérification de la contrainte limite de béton.

c) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche) :

D’après le **CBA93** et **BAEL91**, la vérification à la flèche est inutile si :

- $\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$ (1).
- $\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}$ (2).
- $\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$ (3).

Donc : La vérification de la flèche n’est pas nécessaire.

	h _t (cm)	B (cm)	L (m)	A _s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{d * b_0}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{d * b_0} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	35	30	4.10	15.45	0.109	0.02	0.01	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	4.10	9.24	0.109	0.02	0.008	0.01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

Tableau.V.4. Vérification de l’utilité de la flèche.

On remarque que toutes les conditions de la flèche sont vérifiées donc il n’est pas nécessaire de vérifier la flèche dans les poutres.

V.2.5. Exemple de ferrailage d'une poutre principale étage courant :

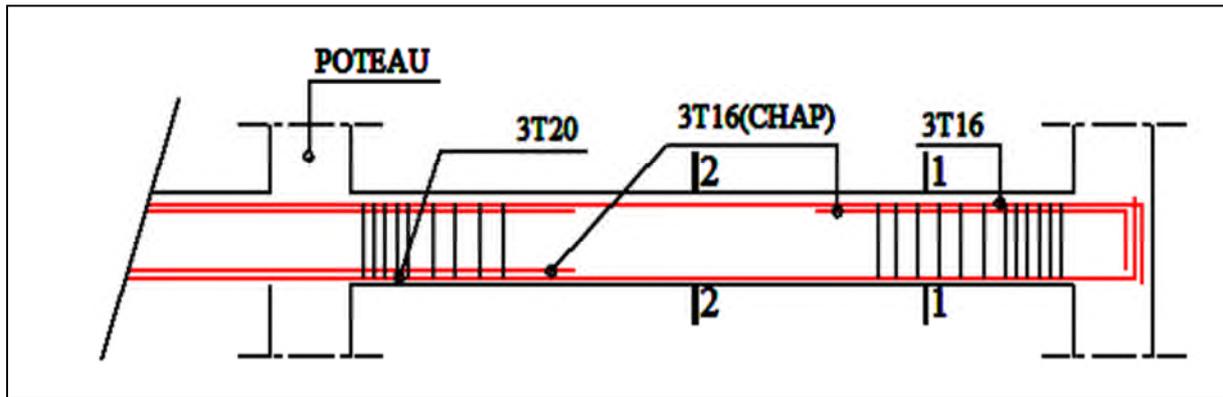


Figure.V.2. Disposition constructive des poutres.

- schéma ferrailage des poutres :

Les schémas de ferrailage des poutres principales, secondaires étage courant sont présentés dans les tableaux suivants :

		Appuis	Travée
Principale	30x35	<p>Coupe 1-1</p>	<p>Coupe 2-2</p>
Secondaire	30x35	<p>Coupe 1-1</p>	<p>Coupe 2-2</p>

Tableau.V.5. Schéma de ferrailage des poutres étage c

Les schémas de ferrailage des poutres principales, secondaires terrasse inaccessible sont présentés dans les tableaux suivants :

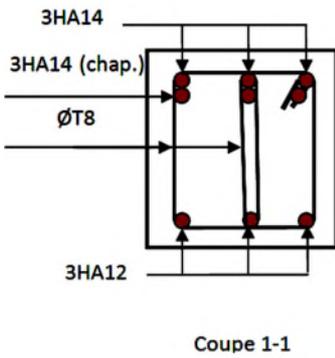
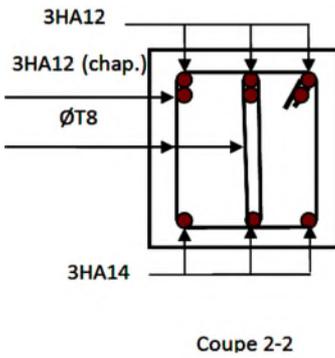
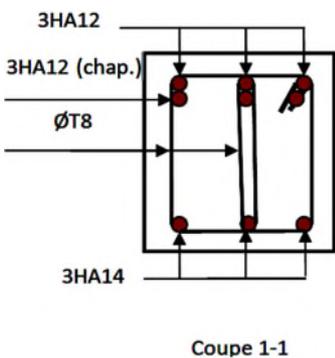
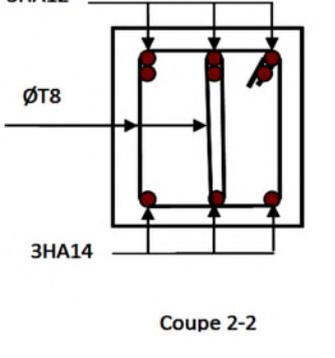
		Appuis	Travée
Principales	30x35	 <p>Coupe 1-1</p>	 <p>Coupe 2-2</p>
Secondaire	30x35	 <p>Coupe 1-1</p>	 <p>Coupe 2-2</p>

Tableau.V.6. Schéma de ferrailage des poutres terrasse inaccessible .

V.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les poutres aux fondations.

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composée en fonction de l'effort normal (N) et du moment fléchissant (M) donnés par les combinaisons les plus défavorables, parmi celles introduites dans le fichier de données de ROBOT2011 :

- 1) $1.35G+1.5Q$
- 2) $G+Q$
- 3) $G+Q+E$
- 4) $G+Q-E$
- 5) $0.8G+E$
- 6) $0.8G-E$

Il s'agit de ferrailer les poteaux là où il y a changement de section, selon les sollicitations suivantes :

- l'effort normal maximal et le moment correspondant.
- l'effort normal minimal et le moment correspondant.
- le moment maximum et l'effort normal correspondant.

V.3.1. Recommandations du RPA99 (version 2003) :

a). Armatures longitudinales (Art 7.4.2.1) :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

- $A_{min} = 0.8\%$ de la section de béton (en zone IIa).
- $A_{max} = 4\%$ de la section de béton (en zone courante).
- $A_{max} = 6\%$ de la section de béton (en zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12\text{mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 40Φ en zone IIa.
- La distance ou espacement (S_t) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 25cm (zone IIa).

Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).

La zone nodale est définie par l' et h' .

$$l' = 2 \times h$$

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60 \text{ cm}\right).$$

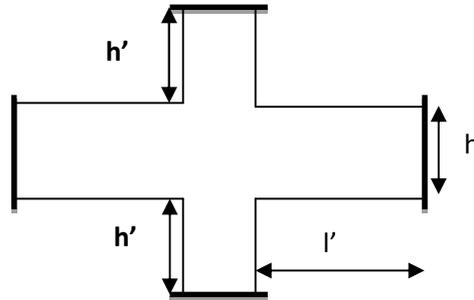


Figure V.3. Zone nodale.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99 sont illustrées dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{max} (cm ²) Zone courante	A _{max} (cm ²) Zone de recouvrement
4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre sol	50x50	31.20	156.00	234.00
2 ^{ème} et 1 ^{er} entre sol	45x50	28.60	143.00	214.50
RDC et 1 ^{er} étage	45x45	26.40	132.00	198.00
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages	40x45	24.00	120.00	180.00
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages	40x40	22.00	110.00	165.00
6 ^{ème} étage	35x40	19.80	99.00	148.50

Tableau.V.7.Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

b) Armatures transversales (Art 7.4.2.2) :

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\bullet \quad \frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a}{h_l} \times \frac{V_u}{f_e} \dots\dots\dots 1$$

- **V_u** : est l'effort tranchant de calcul.
- **h_l** : hauteur totale de la section brute.
- **f_e**: contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.
- **ρ_a**: est un coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort.
- **t** : espacement entre les A_t.

Avec :

- $t \leq \min(10\phi, 15\text{cm}) \rightarrow$ En zone nodale, IIa
- $t < 15\phi \rightarrow$ en zone courante, IIa

Avec :

ϕ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$\rho_a = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3.75 \text{ si } \lambda_g \leq 5$$

Avec :

λ_g : L'élancement géométrique, $\lambda_g = \frac{l_f}{a}$ ou $\lambda_g = \frac{l_f}{b}$ (a et b sont les dimension de la section)

- La quantité minimale des armatures transversales :

$\frac{A_t}{t \times b_1}$ En pourcentage est :

$$\begin{cases} 0.003 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g > 5 \\ 0.008 \times t \times b_1 & \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Interpolation entre les valeurs si : $3 < \lambda_g \leq 5$

- Les cadres et étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ (au minimum).

V.3.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorables sont extraites directement du logiciel ROBOT2011, les résultats sont résumés dans les tableaux ci-après :

4 ^{ème} et 3 ^{ème} entre sol					
M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
129.97	2074.28	2074.28	129.97	-900.24	109.93
2 ^{ème} et 1 ^{er} entre sol					
M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
138.42	1282.38	1282.38	138.42	-355.28	134.50
RDC et 1 ^{er} étage					
M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
139.40	-25.11	889.23	135.03	154.66	121.67
2 ^{ème} et 3 ^{ème} étages					
M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
115.12	-63.26	614.71	110.09	127.65	109.49
4 ^{ème} et 5 ^{ème} étages					
M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
94.78	-92.53	411.60	92.16	-105.71	29.47
6 ^{ème} étage					
M _{max} et N _{corres}		N _{max} et M _{corres}		N _{min} et M _{corres}	
86.86	183.95	183.95	86.86	-103.66	38.17

Tableau.V.8. Les sollicitations dans les poteaux.

V.3.3. Calcul du ferrailage :

Le ferrailage des poteaux se fait dans les deux plans et selon la combinaison la plus défavorable, les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

– armatures longitudinales :

Niveau	Section	A _{RP} A (cm ²)	A _{calculé} (cm ²)	A _{adap} (cm ²)	Barres
4 ^{ème} , 3 ^{ème} entre sol	50x50	31.20	33.00	35.73	4T25+8T16
2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol	45x50	28.60	20.00	33.17	8T20+4T16
RDC, 1 ^{er} étage	45x45	26.40	13.00	28.65	4T20+8T16
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	40x45	24.00	11.80	24.63	16T14
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	40x40	22.00	11.60	24.13	12T16
6 ^{ème} étage	35x40	19.80	8.00	20.36	4T16+8T14

Tableau.V.9. Les sections de ferrailage des poteaux.

– **Armatures transversales :**

Le tableau ci-après résume les résultats de calcul des armatures transversales pour les différents poteaux des différents niveaux.

Sections (cm ²)	Φl^{\min} cm	Vd (KN)	T zone courante (cm ²)	t zone Nodale (cm ²)	A _{min} (cm ²)	At ^{adop} (cm ²)	barres
50x50	1.6	103	15	10	2,9	3.02	6T8
45x50	1.6	99.22	15	10	2,9	3.02	6T8
45x45	1.6	91.46	15	10	2,7	3.02	6T8
40x45	1.6	83.6	15	10	2,7	3.02	6T8
40x40	1.2	67.91	15	10	2,5	3.02	6T8
35x40	1.4	68.39	15	10	2,5	3.02	6T8

Tableau V.10. Calcul des armatures transversales.

V.3.4. Vérifications :

V.3.4. 1. Vérification au flambement : [1]

Selon BAEL91, (art 4.4.1) : les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état limite ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial que peut supporter un poteau sans subir des instabilités de forme par flambement.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau et le plus élancé.

Critère de la stabilité de forme :

Le poteau le plus élancé : ($l_0=3,74\text{m}$)

D'après le CBA93 on doit vérifier que :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{A_s \times f_e}{\gamma_s} \right) \quad [4] : \text{Art : B.8.2.1}$$

Avec :

B_r : Section réduite du béton

$\gamma_b = 1.5$: Coefficient de sécurité de béton (cas durable).

$\gamma_s = 1.15$ coefficient de sécurité de l'acier.

α : Coefficient réducteur qui est fonction de l'élancement λ_g .

A_s : section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{si: } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0.6 \times \left(\frac{50}{\lambda}\right) & \text{si: } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Tel que : $\lambda = \frac{l_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{b \times h}}$

Cas d'une section rectangulaire : $I = \frac{b \times h^3}{12}$

D'où : $\lambda = 3.46 \times \frac{l_f}{b}$ avec l_f : Longueur de flambement

Avec : $l_f = 0.7 \times l_0$

$B_r = (a-2) \times (b-2)$ avec : $\begin{cases} a: \text{Largeur de la section nette.} \\ b: \text{Hauteur de la section nette.} \end{cases}$

A_s : Section d'armature.

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

Niveaux	Section cm ²	L ₀ m	l _f m	i m	λ	α	A _s cm ²	B _r cm ²	N _{max} KN	N _{ultime} KN
4 ^{ème} , 3 ^{ème} entre sol	50x50	2.61	1.83	17,81	10.55	0.834	35.73	3654	2074.28	5644.42
2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol	45x50	2.61	1.83	18,76	11.51	0.832	33.17	3339	1282.38	5145.46
RDC, 1 ^{er} étage	45x45	2.61	1.83	17,32	11.51	0.832	28.65	3074	889.23	4684.65
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	40x45	2.61	1.83	17,32	12.66	0.828	24.63	2784	614.71	4269.75
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	40x40	2.61	1.83	15,87	12.66	0.828	24.13	2544	411.60	3901.49
6 ^{ème} étage	35x40	2.61	1.83	15,87	14.07	0.823	20.36	2279	183.95	3473.95

Tableau V.11. vérification du flambement pour les poteaux. .

$N_{\max} < N_u \Rightarrow$ Pas de risque de flambement.

V.3.4.2. Vérification des contraintes :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N}{S} + \frac{M_{ser} \times v}{I_{gg}} \leq \bar{\sigma}_b = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$M_G^{ser} = M^{ser} - N^{ser} \left(\frac{h}{2} - V \right)$$

$$v = \frac{1}{S} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v$$

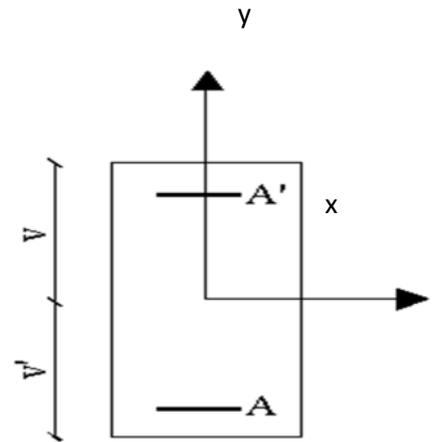


Figure V.4. Section d'un poteau

$$S = b \times h + 15(A + A') \text{ (section homogène) } :!$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveau	4 ^{ème} , 3 ^{ème} entre sol	2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol	RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} étage
Section (cm ²)	50x50	45x50	45x45	40x45	40x40	35x40
d (cm)	47.50	47.50	42.50	42.50	37.50	37.50
A' (cm ²)	17.86	16.58	14.07	12.31	12.06	10.18
A (cm ²)	17.86	16.58	14.07	12.31	12.06	10.18
V (cm)	33.2	30.7	30.2	29.97	25.7	21.8
V'(cm)	31.8	34.3	29.8	30.03	29.3	33.2
I _{yy'} (m ⁴)	0.019	0.017	0.012	0.011	0.0093	0.0091
N _{ser} (MN)	1.028	0.808	0.680	0.479	0.293	0.118
M _{ser} (MN.m)	0.017	0.021	0.026	0.033	0.034	0.051
M _{Gser} (MN.m)	0.024	0.006	0.027	0.033	0.029	0.04
δ _{bc1} (MPa)	2.61	2.36	2.48	2.32	1.88	1.64
δ _{bc2} (MPa)	2.02	1.60	1.17	0.5	0.002	-0.79
δ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15	15
Vérification	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.12. Vérification des contraintes dans le béton.

V.3.4.3. Vérification aux des sollicitations tangentes :

Selon le **RPA99** (Article 7.4.2.2)

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ (La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique).

Tous les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section cm ²	l _f m	ρ_d	d cm	V _u KN	τ MPa	τ_{adm} MPa
4 ^{ème} , 3 ^{ème} entre sol	50x50	1.827	0.075	47.50	103.02	0,25	1.87
2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol	45x50	1.827	0.075	47.50	99.22	0,24	1.87
RDC, 1 ^{er} étage	45x45	1.827	0.075	42.50	91.46	0,26	1.87
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	40x45	1.827	0.075	42.50	83.6	0,24	1.87
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	40x40	1.827	0.075	37.50	67.91	0,23	1.87
6 ^{ème} étage	35x40	1.827	0.075	37.50	68.39	0,23	1.87

Tableau V.13. Vérification des sollicitations tangentes.

V. 3.4.4. Vérification des zones nodales :

Dans le but de permettre la formation des rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux le **RPA99** (Art 7. 6. 2) exige que :

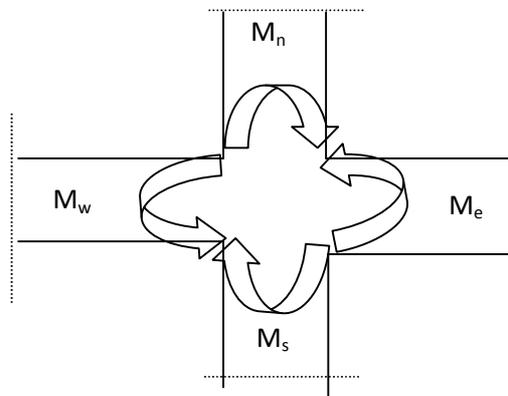


Figure V.5 .Les moments sur la zone nodale.

Cependant, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment « M_R » d'une section de béton dépend essentiellement :

- des dimensions de la section du béton ;
- de la quantité d'armatures dans la section du béton ;
- de la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_R = Z \times A_S \times \sigma_s ;$$

$$\text{Avec : } Z=0.9 \times h \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa.}$$

Niveau	Section	Z (m)	A _S (cm ²)	M _R (KN.m)
4 ^{ème} , 3 ^{ème} entre sol	50x50	45.00	35.73	727.39
2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol	45x50	45.00	33.17	675.27
RDC, 1 ^{er} étage	45x45	40.50	28.65	538.4
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	40x45	40.50	24.63	462.85
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	40x40	36.00	24.13	415.6
6 ^{ème} étage	35x40	36.00	20.36	350.7

Tableau .V.14. Moments résistants dans les poteaux.

b) Détermination du moment résistant dans les poutres :

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats de calcul sont injectés directement dans le tableau de vérification des zones nodales (Tab5.23). On effectue la vérification de la zone nodale pour le nœud central:

Niveau	MN	MS	MN+MS	MW	ME	1.25 (MW+ME)	Obs
4 ^{ème} e-s	727.39	727.39	1454.78	169.97	169.97	424.92	Vérifié
3 ^{ème} e-s	727.39	727.39	1454.78	169.97	169.97	424.92	Vérifié
2 ^{ème} e-s	675.27	727.39	1402.66	169.97	169.97	424.92	Vérifié
1 ^{er} e-s	675.27	675.27	1350.54	169.97	169.97	424.92	Vérifié
RDC	538.40	675.27	1213.67	169.97	169.97	424.92	Vérifié
1 ^{er} étage	538.40	538.40	1076.8	169.97	169.97	424.92	Vérifié
2 ^{ème} étage	462.85	538.40	1001.25	169.97	169.97	424.92	Vérifié
3 ^{ème} étage	462.85	462.85	925.7	169.97	169.97	424.92	Vérifié
4 ^{ème} étage	415.60	462.85	878.45	169.97	169.97	424.92	Vérifié
5 ^{ème} étage	415.60	415.60	831.2	169.97	169.97	424.92	Vérifié
6 ^{ème} étage	350.70	415.60	766.3	169.97	169.97	424.92	Vérifié

Tableau .V.15. Moments résistants dans les poutres.

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.3.5. Schémas de ferrailage :

<p>4^{ème}, 3^{ème} entre sol (50x50) cm²</p>	<p>2^{ème}, 1^{er} entre sol (45x50) cm²</p>
<p>RDC, 1^{er} étage (45x45) cm²</p>	<p>2^{ème}, 3^{ème} étages (40x45) cm²</p>

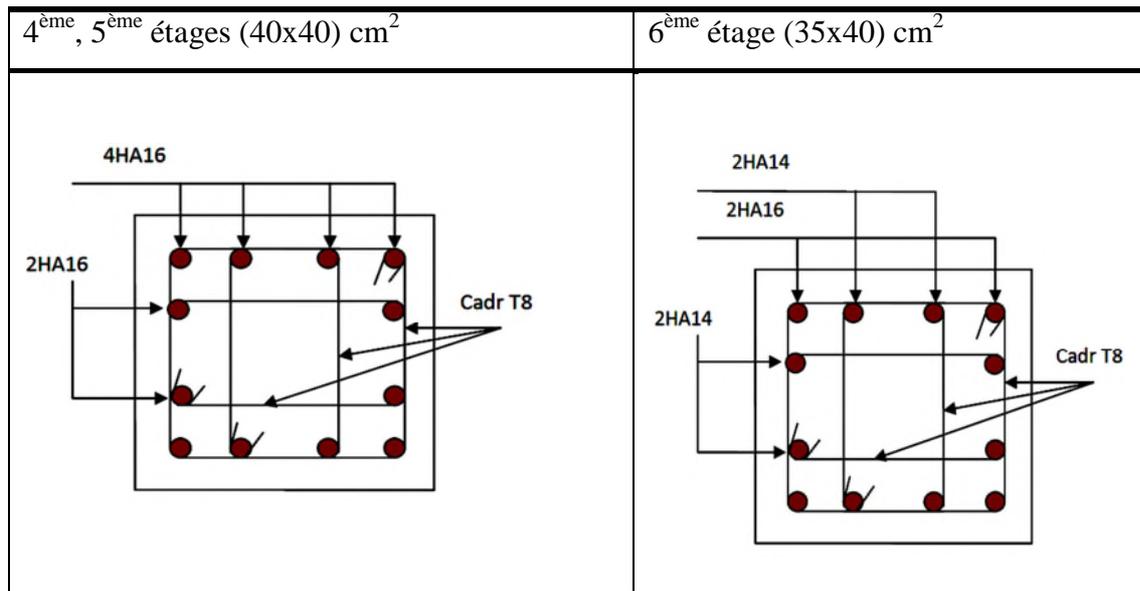


Tableau.V.16. Schéma de ferrailage des poteaux.

V.4. Etude des voiles :

Le RPA99 version 2003 (3.4.A.1.a) exige de mettre des voiles de contreventement pour chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone IIa.

Les voiles sont considérés comme des consoles encastrées à leur base, leurs modes de rupture sont :

- Rupture par flexion,
- Rupture en flexion par effort tranchant,
- Rupture par écrasement ou traction du béton,

Dans une structure on peut trouver uniquement des voiles pleins comme on peut trouver des voiles avec ouverture (linteaux et trumeaux).

Les voiles pleins et les trumeaux se ferrailent à la flexion composée et les linteaux à la flexion simple avec effort tranchant pour les deux cas.

Les combinaisons de calculs sont :

$$\begin{cases} 1,35G + 1,5Q \\ G + Q \pm E \\ 0,8G \pm E \end{cases}$$

V.4.1. Recommandation du RPA :

Trois modes d'armatures sont nécessaires pour qu'un voile puisse reprendre tous les efforts qui lui sont appliqués :

- armatures verticales.
- armatures horizontales.
- armatures transversales.

a) Armatures verticales : [2] art 7.7.4.1

- Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion, elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0,2 \times L_t \times e$

L_t : Longueur de la zone tendue.

e : épaisseur du voile.

- Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturés avec des cadres horizontaux dont l'espacement $S_t < e$ (e : épaisseur de voile).

- A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.

- Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

b) Les armatures horizontales : [2] art7.7.4.2

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants,

Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_t$

C) Armatures de couture :

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée par la formule suivante : $A_{vj} = 1,1 \times \frac{V}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajoutée à la section tendue nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

d) Règles communes :[2] art 7.7.4.3

- Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :

$$A_{min} = \begin{cases} 0,15\% b \times h & \dots \dots \dots \text{dans la section globale de voile.} \\ 0,10\% b \times h & \dots \dots \dots \text{dans la zone courante.} \end{cases}$$

- $\phi_t \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).

- L'espacement : $S_t = \min(1,5 \times e; 30cm)$. ;

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m². Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

- Longueurs de recouvrement :

40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.

20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

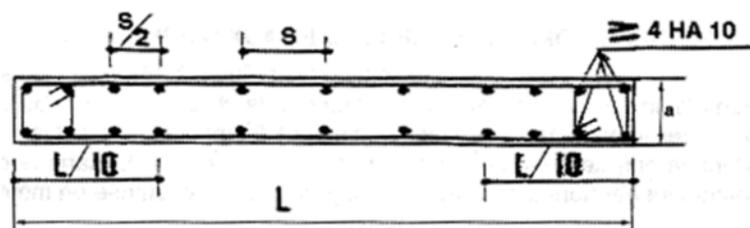


Fig V.7. Disposition des armatures verticales dans les voile

V.4.2. Sollicitations de calcul :

Les sollicitations de calcul sont extraites directement du logiciel ROBOT2011, les résultats des voiles Vx1 et Vx2 sont résumés dans les tableaux suivants :

Niveau	voile	Nmax → Mcor		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor		Vd(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
4 ^{ème} , 3 ^{ème} entre sol	Vx1	1255.05	374.44	374.44	1255.05	91.60	47.80	404.96
2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol	Vx1	733.45	156.92	267.36	67.33	65.39	49.72	437.76
RDC, 1 ^{er} étage	Vx1	519.14	94.44	236.29	53.13	45.14	42.44	424.53
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	Vx1	411.23	7.67	32.23	35.66	35.66	32.223	353.01
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	Vx1	273.15	11.39	50.64	26.06	17.29	9.44	269.15
6 ^{ème} étage	Vx1	133.49	42.90	117.04	39.02	13.71	17.69	184.33

Tableau V.17 .Sollicitations max de calcul dans le voile Vx1 // à x-x'.

Niveau	voile	Nmax → Mcor		Mmax → Ncor		Nmin → Mcor		Vd(KN)
		N(KN)	M(KN.m)	M(KN.m)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)	
4 ^{ème} , 3 ^{ème} entre sol	Vy1	1052.97	833.12	833.12	1052.97	82.41	27.41	475.26
2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol	Vy1	835.68	484.59	320.44	763.49	78.13	15.91	414.73
RDC, 1 ^{er} étage	Vy1	704.20	214.78	214.78	704.20	56.33	169.74	301.01
2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	Vy1	562.61	114.09	183.95	366.20	37.55	121.96	225.54
4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	Vy1	400.96	-18.58	35.59	394.90	14.88	14.01	140.86
6 ^{ème} étage	Vy1	137.21	122.57	122.57	137.21	10.86	45.32	121.10

Tableau V.18. Sollicitations max de calcul dans le voile Vy1 // à y-y'.

V.4 .3. Calcul du ferrailage des voiles :

Le ROBOT2011, nous donne les sollicitations (N, M et V) dans chaque voile. Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différentes combinaisons d'action citée auparavant, Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

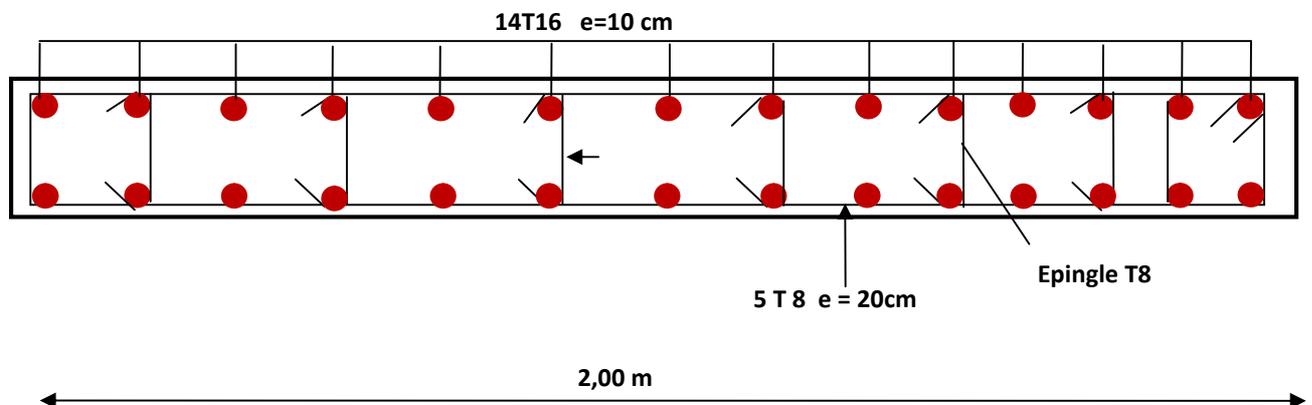
Niveau	4 ^{ème} , 3 ^{ème} entre sol	2 ^{ème} , 1 ^{er} sol	RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} étage
Section (m²)	0.15×2.00	0.15×2.00	0.15×2.00	0.15x2.00	0.15x2.0	0.15x2.0
N (KN)	1255.05	733.45	53.13	32.23	26.06	39.02
M (KN.m)	374.44	156.92	236.29	35.66	50.64	117.04
Section	E.C	E.C	P.C	P.C	P.C	P.C
V (KN)	404.96	437.76	424.44	353.01	269.15	184.33
τ (MPa)	2.09	2.26	2.20	1.83	1.39	0.95
τ =0.2fc28(MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm²)	26.11	13.93	9.98	8.90	9.49	9.67
A_v^{min} (cm²)	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50	4.50
A_v^{adop}	28.15	15.82	15.82	15.82	15.82	15.82
N^{bre} /face	14T16	14T12	14T12	14T12	14T12	14T12
St (cm)	10	10	10	10	10	10
A_h^{cal}	1.97	2.13	2.06	1.72	1.30	0.89
A_h^{Min}	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop}	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51	2.51
N^{bre} /face	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8	5T8
St (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.19. Sollicitations de calcul dans le voile Vx1 dans tous les niveaux.

Niveau	4 ^{ème} , 3 ^{ème} entre sol	2 ^{ème} , 1 ^{er} entre sol	RDC, 1 ^{er} étage	2 ^{ème} , 3 ^{ème} étages	4 ^{ème} , 5 ^{ème} étages	6 ^{ème} étage
Section (m ²)	0.15×3.00	0.15×3.00	0.15×3.00	0.15x3.00	0.15x3.00	0.15x3.00
N (KN)	1052.97	763.49	704.20	37.55	37.55	10.86
M (KN.m)	833.12	320.44	214.78	121.96	121.96	45.32
Section	P.C	E.C	E.C	P.C	P.C	P.C
V (KN)	475.26	414.73	301.01	225.54	140.86	121.10
τ (MPa)	1.64	1.43	1.04	0.78	0.48	0.42
$\tau = 0.2f_{c28}$ (MPa)	5	5	5	5	5	5
A_v^{cal} (cm ²)	9.68	15.58	13.21	9.99	10.00	9.41
A_v^{min} (cm ²)	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75	6.75
A_v^{adop}	15.82	15.82	15.82	15.82	15.82	15.82
N^{bre} /face	14T12	14T12	14T12	14T12	14T12	14T12
St (cm)	10	10	10	10	10	10
A_h^{cal}	1.54	1.34	0.97	0.73	0.46	0.39
A_h^{Min}	0,45	0.45	0.45	0.45	0.45	0.45
A_h^{adop}	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57	1.57
N^{bre} /face	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10	2T10
St (cm)	20	20	20	20	20	20

Tableau V.20. Sollicitations de calcul dans le voile VY1 dans tous les niveaux

V.4.4. Schéma de ferrailage :

Figure V.6. Schémas de ferrailage du panneau longitudinal V_{X1} du 4^{ème}, 3^{ème} entre sol

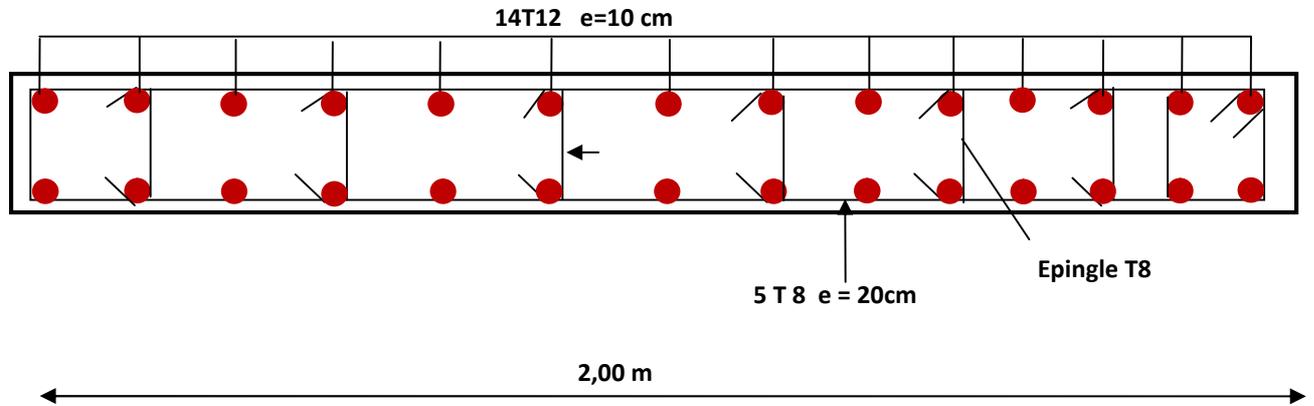


Figure V.7. Schémas de ferrailage du panneau longitudinal V_{X1} du 2^{ème} entre sol au ,6^{ème} étage.

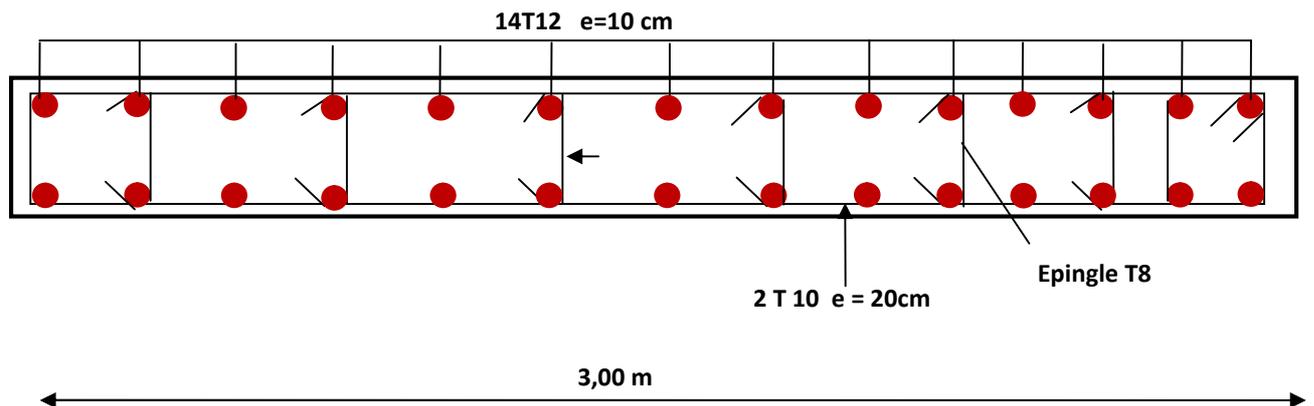


Figure V.8. Schémas de ferrailage du panneau longitudinal V_{y1} du 4^{ème} entre sol au ,6^{ème} étage.

V.4.5. Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferraillements des différents éléments principaux ; il a été tenu compte des ferraillements obtenus par le logiciel de calcul (robot2011) ainsi que le ferraillement minimum édicté par les règles parasismiques Algériennes. Les sections minimales exigées par le RPA99/Version 2003 sont souvent importantes par rapport à celles données par le logiciel utilisé. Les règles RPA favorisent la sécurité avant l'économie.

CHAPITRE 6

ETUDE DES FONDATIONS

VI. 1. Introduction :

L'infrastructure est l'ensemble des éléments, qui ont pour objectif le support des charges de la superstructure et les transmettre au sol. Cette transmission peut être directe (semelles posées directement sur le sol : fondations superficielles) ou indirecte (semelles sur pieux : fondations profondes) et cela de façon à limiter les tassements différentiels et les déplacements sous l'action des forces horizontales.

Elle constitue donc la partie essentielle de l'ouvrage, puisque de sa bonne conception et réalisation, découle la bonne tenue de l'ensemble.

VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix du type des fondations dépend essentiellement, des facteurs suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La profondeur du bon sol.

Pour le choix du type de fondation, on vérifie dans l'ordre suivant : les semelles isolées, Les semelles filantes et le radier général et enfin on opte pour le choix qui convient.

-Selon le rapport du sol, la contrainte admissible est 1.8 bar à une profondeur de 5 m.

VI .3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99 (Article 10.1.4.1)** les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

- 1). $G + Q \pm E$
- 2). $0.8 \times G \pm E$

VI .4. Etude des fondations :

VI.4.1. Le choix des fondations.

VI.4.1.1.Vérification des semelles isolées :

La vérification à faire est : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

Avec :

N : L'effort normal agissant sur la semelle.

S : Surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

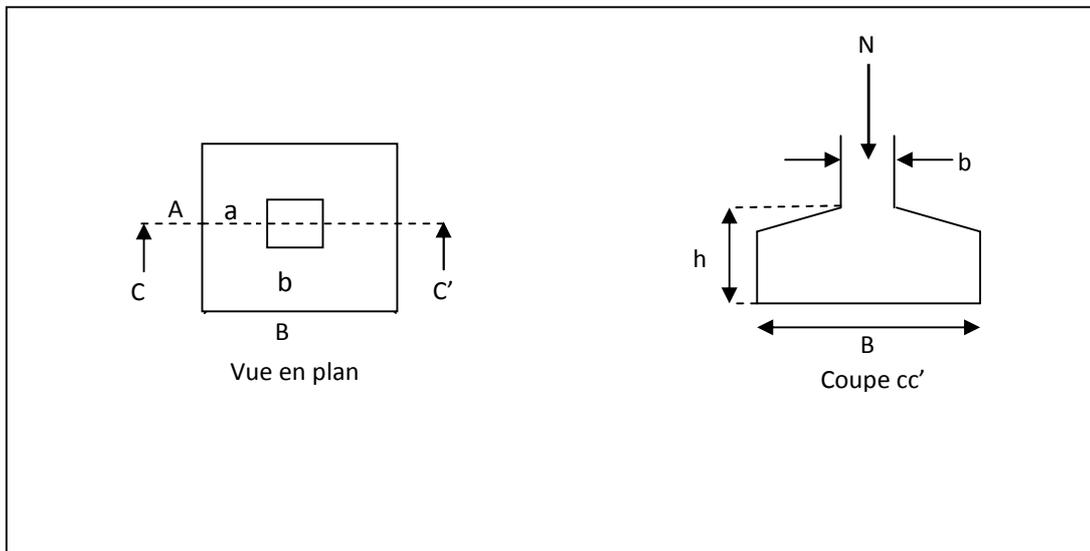


Figure VI.1. Vue d'une semelle isolée.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \dots\dots\dots (*)$$

On a : **N=2053 KN.**

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

$$A \text{ dans } (*) \text{ et on trouve la valeur de } B : B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} = \sqrt{\frac{0,50}{0,50} \times \frac{2.053}{0,18}} = 3.40m$$

La travée minimale entre axes d'appuis est : $L_{min} = 2.85 \text{ m}$

D'après le résultat on remarque qu'il y aura chevauchement entre les semelles, donc le choix des semelles isolées dans ce cas est à exclure.

IV.4.1.2. Vérification des semelles filantes :

Nous allons faire le calcul de la semelle sous voiles comme suit :

$$\overline{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} = \frac{N}{B \times L} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\overline{\sigma}_{sol} \times L}$$

Avec :

B : Largeur de la semelle.

L : Longueur de la semelle.

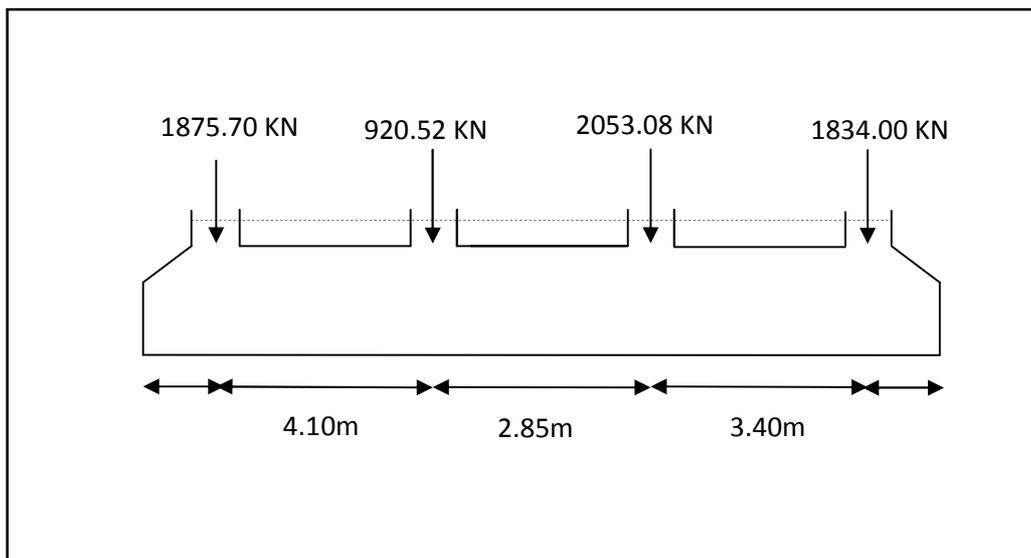


Figure. IV.2. Vue d'une semelle filante.

$$N_1 = 1834.00 \text{ KN}$$

$$N_2 = 2053.08 \text{ KN}$$

$$N_3 = 920.52 \text{ KN}$$

$$N_4 = 1875.70 \text{ KN}$$

$$\text{doit vérifier : } \frac{N}{B \times L} \leq \overline{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{L \times \overline{\sigma}_{sol}}$$

$$\text{Avec : } N = \sum N_i$$

N_i : Effort normal provenant du poteau (i).

$$\sum N_i = 6683.30 \text{ KN.}$$

$$B \geq \frac{6683.3 \times 10^{-3}}{10.35 \times 0.18} = 3.60 \text{ m}$$

Nous constatons qu'il y a chevauchement entre les semelles et cela est dû à la distance qui existe entre les axes des deux portiques parallèles. Par conséquent, nous optons pour un radier général

VI.4.1.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé. La dalle prend appuis sur des nervures qui prennent elles-mêmes comme appuis les piliers ou les murs de l'ossature. La charge à prendre en compte sera dirigée de bas en haut et sera égale à la réaction du sol. Le radier général assure une bonne répartition des charges sous le sol donc il représente une bonne solution pour éviter le tassement différentiel.

A - Pré dimensionnement du radier :

Le radier est considéré comme infiniment rigide, donc on doit satisfaire les conditions suivantes :

- **Condition de coffrage :**

h_t : Hauteur des nervures.

h_r : Hauteur de la dalle.

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

$$L_{max} = 4.10 \text{ m}$$

$$h_r = \frac{L_{max}}{20} = \frac{410}{20} = 20.50 \text{ cm}$$

$$h_t = \frac{L_{max}}{10} = \frac{410}{10} = 41 \text{ cm}$$

- **La condition de raideur (rigidité) :**

Pour un radier rigide, il faut que : $L_{max} \leq \frac{\pi \times l_e}{2}$

l_e : Longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$l_e = \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

E: Module de Young. $E = 3,21 \times 10^7 \text{ KN} / \text{m}^2$.

I: Moment d'inertie de la section du radier.

K : Coefficient de raideur du sol.

$$K = \begin{cases} 0,5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

Dans notre cas on a un sol moyen donc : $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

b : Largeur de l'élément considéré par *ml*.

$$I = \frac{b \times h_t^3}{12} \Rightarrow h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times L_{\max}^4 \times K}{\pi^4 \times E}} = 0.56 \text{ m.}$$

Donc : $h_t \geq 0.56 \text{ m}$.

A partir des deux conditions précédentes on prend :

$h_t = 0.60 \text{ m}$ Pour les nervures du radier.

$h_r = 0.30 \text{ m}$ Pour le radier.

▪ **La surface du radier :**

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} = \frac{32.04}{0.18} = 178 \text{ m}^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bât} = 304.15 \text{ m}^2$.

$S_{rad} < S_{batiment}$; Donc on prend : $S_{rad} = S_{batiment} = 304.15 \text{ m}^2$

B - Les vérifications :

▪ **Vérification au poinçonnement :**

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface, de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le **CBA93 (art.A.5.2.4.2)**, on doit vérifier la condition suivante :

$$N_d \leq Q_u = 0,045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_d : Effort normal de calcul.

h_t : Hauteur de la nervure.

μ_c : Périmètre du contour au niveau du feuillet moyen.

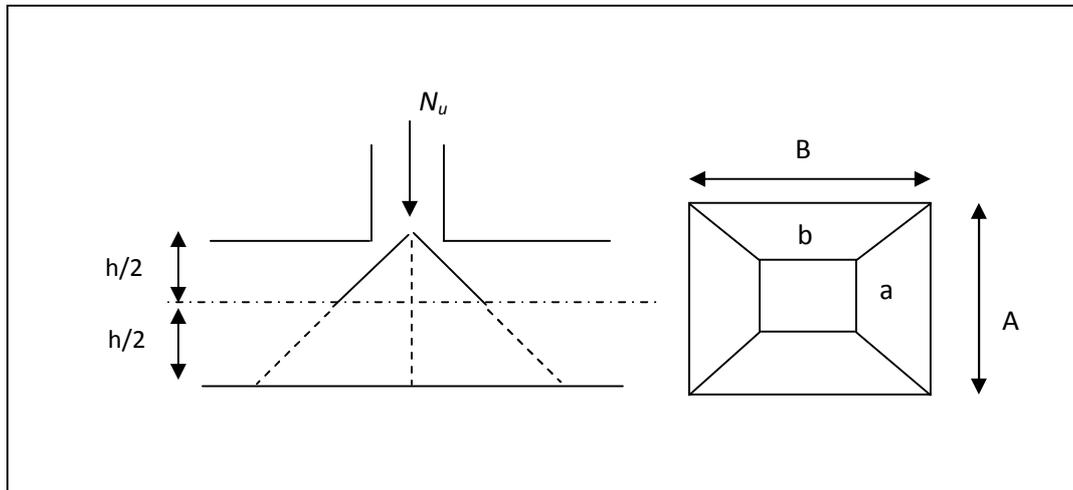


Figure IV.3.Présentation de la zone d'impact de la charge.

Le poteau le plus sollicité est le poteau rectangulaire (60×65) cm², le périmètre d'impact

μ_c : est donné par la formule suivante : $\mu_c = 2 \times (A+B)$

$$\begin{cases} A = a + h = 0.50 + 0.60 = 1.10 \\ B = b + h = 0.50 + 0.60 = 1.10 \end{cases} \Rightarrow \mu_c = 4.4$$

$$\Rightarrow N_d = 1.41 \text{ MN} < Q_u = 0.045 \times 4.4 \times 0.60 \times \frac{25}{1.5} = 1.98 \dots\dots\dots\text{Condition vérifié}$$

▪ **Vérification de la contrainte du sol :**

Cette vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

$$I_x = 4178.26\text{m}^4, \text{ et } x_G = 14.25 \text{ m.}$$

$$I_y = 20382.36m^4, \text{ et } y_G = 5.93 \text{ m.}$$

Avec : σ_{\max} et σ_{\min} contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

• **Sens x-x :**

$$N = 32040.48 \text{ KN et } M_x = 19597.73 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 133.15 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} \times y_G = 77.52 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 119.24 \text{ kpa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 180 \text{ KPa} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

• **Sens y-y :**

$$N = 32040.48 \text{ KN et } M_y = 42694.50 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} \times x_G = 135.19 \text{ KPa.}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} \times x_G = 75.49 \text{ KPa}$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 118.76 \text{ KPa} < \bar{\sigma}_{\text{sol}} = 180 \text{ KPa} \quad \text{Condition vérifiée.}$$

N.B :

N : l'effort normal.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

▪ **Vérification de la stabilité au renversement (RPA) :**

Selon le **RPA99/version2003**, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

Dans le sens x-x : $e = \frac{42694.50}{32040.48} = 1.33 \text{ m} < \frac{25.80}{4} = 6.45 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Dans le sens y-y : $e = \frac{19597.73}{32040.48} = 0.61 \text{ m} < \frac{13.55}{4} = 3.38 \text{ m} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

▪ **Vérification de la poussé hydrostatique :**

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s \times H \times S_{rad} \times \gamma_w$

Avec :

$N = 32040.48 \text{ KN}$ (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

$H = 1 \text{ m}$, la hauteur d'ancrage du bâtiment.

$F_s : 1,5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} : 304.15 \text{ m}^2$ surface du radier.

$\gamma_w = 10 \text{ KN/m}^3$ (poids volumique).

On trouve : $N = 32040.48 \text{ KN} > 4262.25 \text{ KN}$ condition vérifiée.

VI.4.1.3.1. Ferrailage du radier :

VI.4.1.3.2. La dalle du radier :

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, appuyé sur les nervures en flexion simple, sachant que la fissuration est préjudiciable, le calcul se fera pour le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier

1. Calcul des sollicitations :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + P_u = \frac{43647.74}{304.15} + (25 \times 0.30 \times 1.35) = 153.63 \text{ KN / ml}$$

$$q_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} + P_s = \frac{32040.48}{304.15} + (25 \times 0.30) = 112.84 \text{ KN / ml}$$

N_u : Effort ultime.

P_u : Le poids propre du radier.

$l_x = 4.10 \text{ m}$, et $l_y = 4.10 \text{ m}$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1.00 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens.

$$\rho = 1.00 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1.00 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe1}$$

$$\text{Sens x-x}' : M_0^x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 95.04 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 95.04 \text{ KN.m}$$

- **En travée :**

$$\text{Sens x-x}' : M_t^x = 0,85 \times M_0^x = 80.78 \text{ KN.m}$$

$$\text{Sens y-y}' : M_t^y = 0,85 \times M_0^y = 80.78 \text{ KN.m}$$

- **En appui :**

$$M_a^x = 0.5 \times M_0^x = 47.52 \text{ KN.m}$$

$$M_a^y = 0.5 \times M_0^y = 47.52 \text{ KN.m}$$

2. Condition de non fragilité:

On calcule A_{\min} :

$$\left. \begin{array}{l} h_r > 12 \text{ cm} \\ \rho > 0,4 \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} A_{\min}^x = \rho_0 \times \frac{3-\rho}{2} \times b \times h_r \\ A_{\min}^y = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

On a des HA $f_e E400 \Rightarrow \rho_0 = 0,0008$

$$\begin{cases} A_{\min}^x = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_{\min}^y = 2.40 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

On vérifie que: $A_{\min}^y > \frac{A_{\min}^x}{4} \Rightarrow 2.40 \text{ cm}^2 > 0.60 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ C'est vérifiée.

Le ferrailage se fera pour une section $b \times h_r = 1 \times 0.3 \text{ m}^2$.

Le ferrailage est résumé dans le tableau suivant:

		M (KNm)	A _{calc} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{optée} (cm ² /ml)	S _t (cm)
Sens x-x'	Travée	80.78	8.59	2.40	8HA12=9.05	14
	Appui	47.52	5.06	2.40	7HA10=5.50	14
Sens y-y'	Travée	80.78	8.59	2.40	8HA12=9.05	14
	Appui	47.52	5.06	2.40	7HA10=5.50	14

Tableau VI.1. Résultats du ferrailage du radier.

Vérification de l'effort tranchant:

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{MPa}.$$

$$\bullet V_y = \frac{q_u \times l_x}{2} \times \frac{1}{(1 + \frac{\rho}{2})} = 211,01 \text{KN}.$$

$$\tau_u = \frac{214,58}{1 \times 0,38} = 0,56 \text{MPa} < 1,25 \text{MPa}. \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

$$\bullet V_x = \frac{q_u \times l_x}{3} = 214,58 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{211,01}{1 \times 0,28} = 0,75 \text{MPa} < 1,25 \text{MPa}. \dots\dots\dots \text{C'est vérifiée.}$$

➤ Vérification à l'ELS :

On doit vérifier que : $\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}.$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{tj}}) = 201,63 \text{MPa}.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant:

Sens	Moments	Valeurs (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	M_t	71.10	2.45	163.23	15	201.63
	M_a	41.82	1.76	151.73	15	201.63
y-y	M_t	71.10	2.45	163.23	15	201.63
	M_a	41.82	1.76	151.73	15	201.63

Tableau VI.2. Vérification des contraintes.

- **Schéma de ferrailage :**

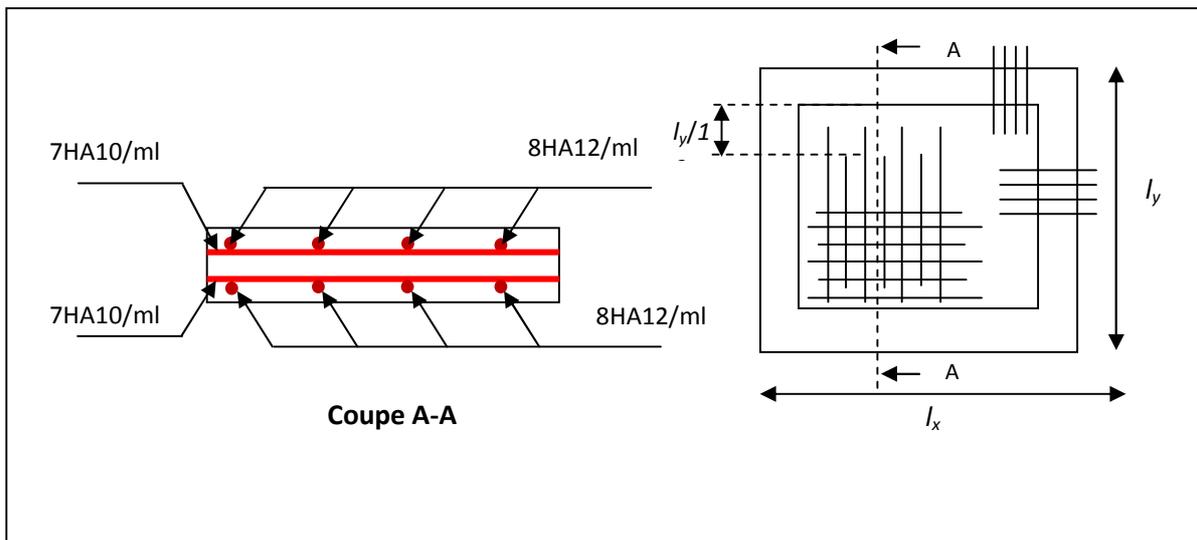


Figure IV.4. Schéma de ferrailage du radier

VI.4.1.3.2. Ferrailage des nervures:

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

La transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

- **Charge triangulaire :**

$$P = \frac{q_u}{2} \chi \frac{\sum l_{xi}^2}{\sum l_{xi}}$$
 Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

- **Charge trapézoïdale :**

$$P = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3}\right) l_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3}\right) l_{xd} \right]$$

Avec : P charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale

$$q_u = 153.63 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_s = 112.84 \text{ KN} / \text{m}^2$$

• **Calcul des sollicitations :**

1. Moments aux appuis :

$$M_a = \frac{P_g \times l_g'^3 + P_d \times l_d'^3}{8,5 \times (l_g' + l_d')}$$

Avec :

Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Si c'est une travée de rive} \\ 0,8 \times l & \text{Si c'est une travée intermédiaire} \end{cases}$

Pour l'appui de rive, on a :

$$M_a = 0,15 \times M_0 \text{ Avec : } M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$$

2. Moment en travée :

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

M_g et M_d : moments sur appuis de gauche et droite respectivement.

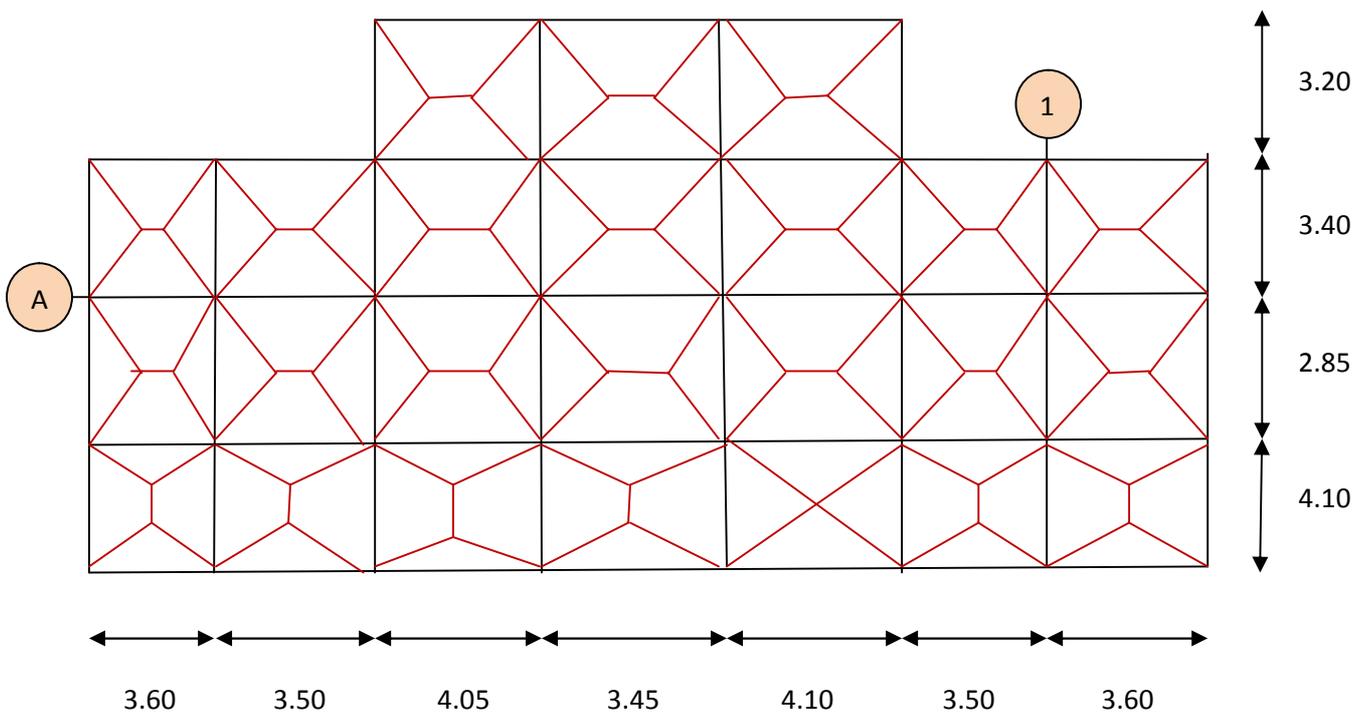


Figure IV.5. Schéma de rupture de la dalle du radier

- **Sens longitudinal (x-x) :** on a choisit la nervure (A)

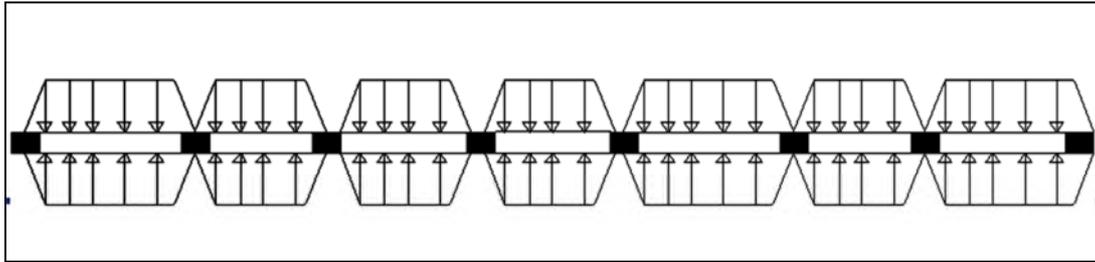


Figure IV.6. Schémas des Sollicitations sur les nervures longitudinales.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	$P (KN/m)$	$M_a (KNm)$		$x (m)$	$M_t(KNm)$
				M_g	M_d		
A-B	3.60	3.60	365.72	-82.49	-198.02	1.45	164.98
B-C	3.50	2.80	358.27	-198.02	-171.15	1.79	56.02
C-D	4.05	3.24	412.09	-171.15	-169.44	2.03	151.62
D-E	3.45	2.76	353.39	-169.44	-172.22	1.72	62.78
E-F	4.10	3.28	390.98	-172.22	-173.90	2.05	156.86
F-G	3.50	2.80	358.27	-173.90	-198.02	1.71	54.614
G-H	3.60	3.60	365.72	-198.02	-82.49	2.15	164.98

Tableau.VI.3. Sollicitations de la nervure dans le sens longitudinal.

- **Sens transversal (y-y):** on a choisit la nervure (1)

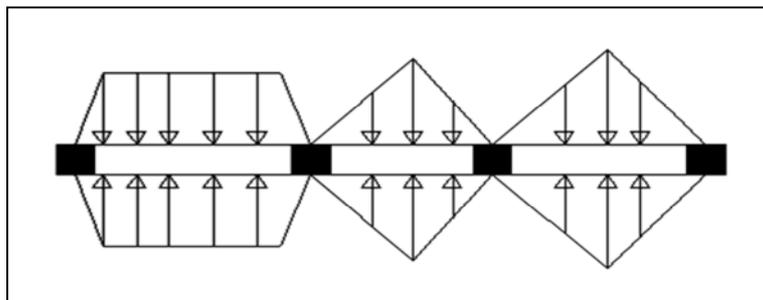


Figure. IV.7. Schémas des Sollicitations sur les nervures transversales.

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau suivant :

Travée	$l_y(m)$	$l'_y(m)$	P (KN/m)	M_a (KNm)		x (m)	M_t (KNm)
				M_g	M_d		
A-B	4.10	4.10	418.20	-111.67	-233.86	1.69	223.34
B-C	2.85	2.28	664.67	-233.86	-166.36	1.58	38.912
C-D	3.40	3.40	722.25	-166.36	-75.66	2,01	151.32

Tableau.VI.4. Sollicitations de la nervure dans le sens transversal.

- **Ferraillage :**

Le ferraillage se fera pour une section en T en flexion simple.

$$h=0,60 \text{ m}$$

$$h_0=0,30 \text{ m}$$

$$b_0=0,60 \text{ m}$$

$$d=0,58 \text{ m}$$

$$b_1 \leq \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) \Rightarrow b_1 \leq \min\left(\frac{4.10}{10}; \frac{4.10}{2}\right)$$

$$b_1 \leq \min(0,41 ; 2.05)$$

$$\text{soit : } b_1 = 0,6 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } b = b_1 \times 2 + b_0 = 1,80 \text{ m}$$

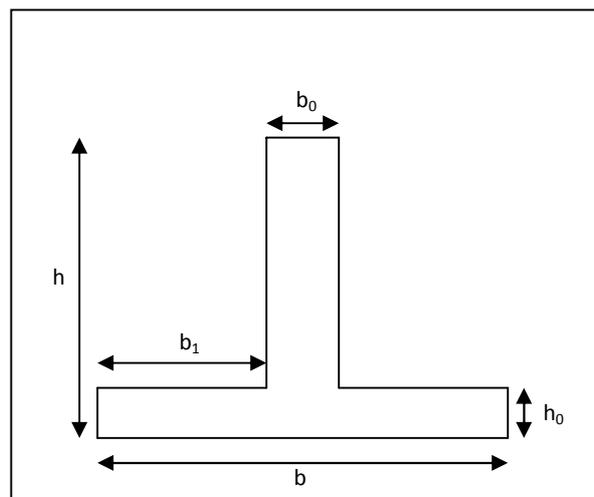


Figure .VI.8. Section à ferrailler.

Les résultats du ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_u (KNm)	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	$A_{adopté}$ (cm ²)
x-x	Travée	164.98	67.94	6.08	10HA32 =80.42
	Appui	198.02	56.66	6.08	12HA25=58.91
y-y	Travée	223.35	69.81	6.08	10HA32=80.42
	Appui	233.86	55.57	6.08	12HA25=58.91

Tableau.VI.5. Résultats du ferrailage des nervures.

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier que :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15MPa.$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 201.63MPa.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	M_{ser} (KN.m)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)
x-x	Travée	121.197	1.76	15	58.91	201.63
	Appui	-145.46	2.23	15	77.65	201.63
y-y	Travée	164.07	2.39	15	79.75	201.63
	Appui	-171.79	2.64	15	91.71	201.63

Tableau.VI.6. Vérification des contraintes dans les nervures.

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

$$V_{max} = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g + M_d}{l} = 0,399MN.$$

$$\tau_u = \frac{V_{max}}{b \times d} = 0,79MPa < 2,5MPa.$$

• **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \phi_l\right) = \min(17.14 ; 60 ; 25) = 17.14mm \quad \text{Soit : } \phi_t = 10mm.$$

- **Espacement des aciers transversaux : [2]**

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 ; \phi_{l_{\min}}\right) \Rightarrow S_t = \min(15 ; 12 ; 25) = 12\text{cm} \text{ Soit : } S_t = 10\text{cm}.$$

- **Schéma de ferrailage :**

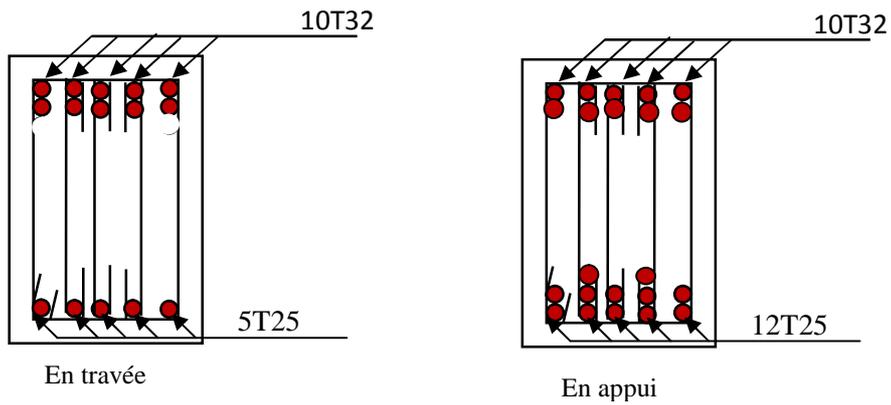


Fig VI.9 : Ferrailage des nervures x-x et y-y

VI.5. Calcul du mur de soutènement: [2] article.10.1.2

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter la totalité des poussées des terres et la surcharge éventuelle des autres éléments de la structure.

Le RPA99 prévoit une épaisseur minimale de 15 cm.

1) Caractéristiques du mur :

- hauteur $h=12.24$ m.
- épaisseur $e=15$ cm.

2) Caractéristiques du sol :

Le sol qui entoure le mur de soutènement est le TVO, ses caractéristiques sont les suivantes :

- Poids spécifique : $\gamma = 19.20 \text{ KN} / \text{m}^3$
- Angle de frottement : $\varphi = 25^\circ$
- Cohésion : $C=0 \text{ KN/m}^2$

3) Méthode de calcul :

Le mur sera calculé comme un plancher renversé encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement, pour une bande de largeur de 1 m .

Il est soumis à la poussée des terres, et une surcharge d'exploitation estimée à $10 \text{ KN} / \text{m}^2$.

4) Sollicitations :

a) Poussée des terres :

$$P_1 = h \times \gamma \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) - 2 \times c \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 12.24 \times 19.2 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) - 2 \times 0 \times \text{tg}\left(\frac{\pi}{4} - \frac{25}{2}\right) = 95.38 \text{ KN} / \text{m}^2$$

b) Charge due à la surcharge :

$$P_2 = q \times \text{tg}^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 10 \times \text{tg}^2\left(\frac{180}{4} - \frac{25}{2}\right) = 4.06 \text{ KN} / \text{m}^2$$

5) Ferrailage:

a) Calcul à l'ELU :

On prend le cas le plus défavorable qui est le panneau du 4^{ème} entre-sol

$$P_u = 1,35 \times P_1 + 1,5 \times P_2 = 134.85 \text{ KN/m}^2.$$

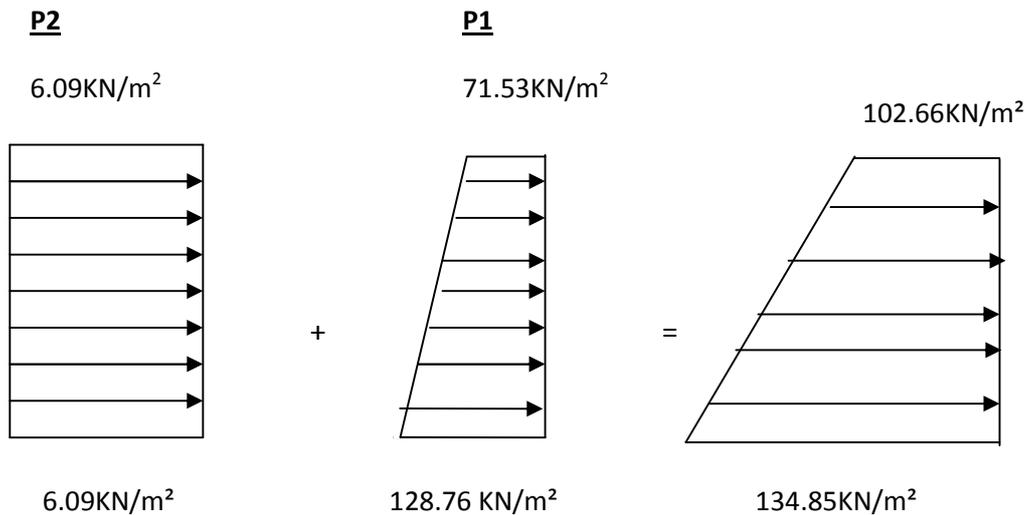


Figure. VI.10. Diagramme des contraintes à l'ELU

Le mur de soutènement se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} L_x = 3,06 \text{ m.} \\ L_y = 4,10 \text{ m.} \\ e = 15 \text{ cm.} \end{array} \right.$$

$$q_u = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 134.85 + 102.66}{4} = 126.80 \text{ KN / m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,75 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

D'après le tableau (Annexe2) on tire :

$$\rho = 0,75 \Rightarrow ELU : \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0621 \\ \mu_y = 0,5105 \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Annexe1}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_u$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$M_{0x} = 73.73 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 37.64 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 62.67 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 32.00 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_{ap} = 0,3 \times M_{0x} = 22.12 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau suivant :

Avec : $A_{\min} = 0,1\% b \times e$ condition exigée par le RPA.

Sens		M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{\min} (RPA) (cm ² /ml)	A_{adop} (cm ²)	Choix
x-x	En travée	62.67	0.261	0.386	0,110	16.37	1.50	18.85	6HA20
	En appui	22.12	0.092	0.121	0,124	5.13	1.50	5.65	5HA12
y-y	En travée	32.00	0.133	0.179	0,121	7.60	1.50	10.05	5HA16
	En appui	22.12	0.092	0,121	0,124	5.13	1.50	5.65	5HA12

Tableau.VI.7. Ferrailage du mur de soutènement.

L'espacement : $S_t=20$ cm .

➤ **Vérifications :**

• **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0,1 \times f_{c28} ; 3MPa) = 2,5$ MPa (fissuration nuisible).

$$\text{On a : } V_u = \frac{q_u \times L_y}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{\rho}{2}} = \frac{126.80 \times 4.10}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0,75}{2}} = 189.05 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{189.05 \times 10^{-3}}{1 \times 0,13} = 1.45 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 2,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

- **Vérification à l'ELS :**

$$q_s = \sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = \frac{3 \times 95.38 + 4.06}{4} = 72.55 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0,75 > 0,4 \Rightarrow \text{Le panneau travail dans les deux sens.}$$

D'après le tableau (Annexe2) on tire :

$$\rho = 0,75 \Rightarrow ELS : \begin{cases} \mu_x = 0,0684 \\ \mu_y = 0,6647 \end{cases} \dots\dots\dots\text{Annexe1}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times L_x^2 \times q_s$$

$$M_{0y} = M_{0x} \times \mu_y$$

$$M_{0x} = 83.42 \text{ KN.m.}$$

$$M_{0y} = 55.45 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0,85 \times M_{0x} = 70.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \times M_{0y} = 47.13 \text{ KN.m}$$

Moment en appui :

$$M_{ap} = 0,3 \times M_{0x} = 25.03 \text{ KN.m}$$

- **Vérification des contraintes :**

On doit vérifier :

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

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa.}$$

Sens		M(KN.M)	y(cm)	I×10 ⁴ (cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)
x-x	En travée	70.91	10.90	5.40	14.31	41.36
	En appui	25.03	8.40	3.60	5.84	47.97
y-y	En travée	47.13	9.50	4.25	10.53	58.22
	En appui	25.03	8.40	3.60	5.84	47.97

Tableau.VI.8. Vérification des contraintes.

- Schéma de ferrailage

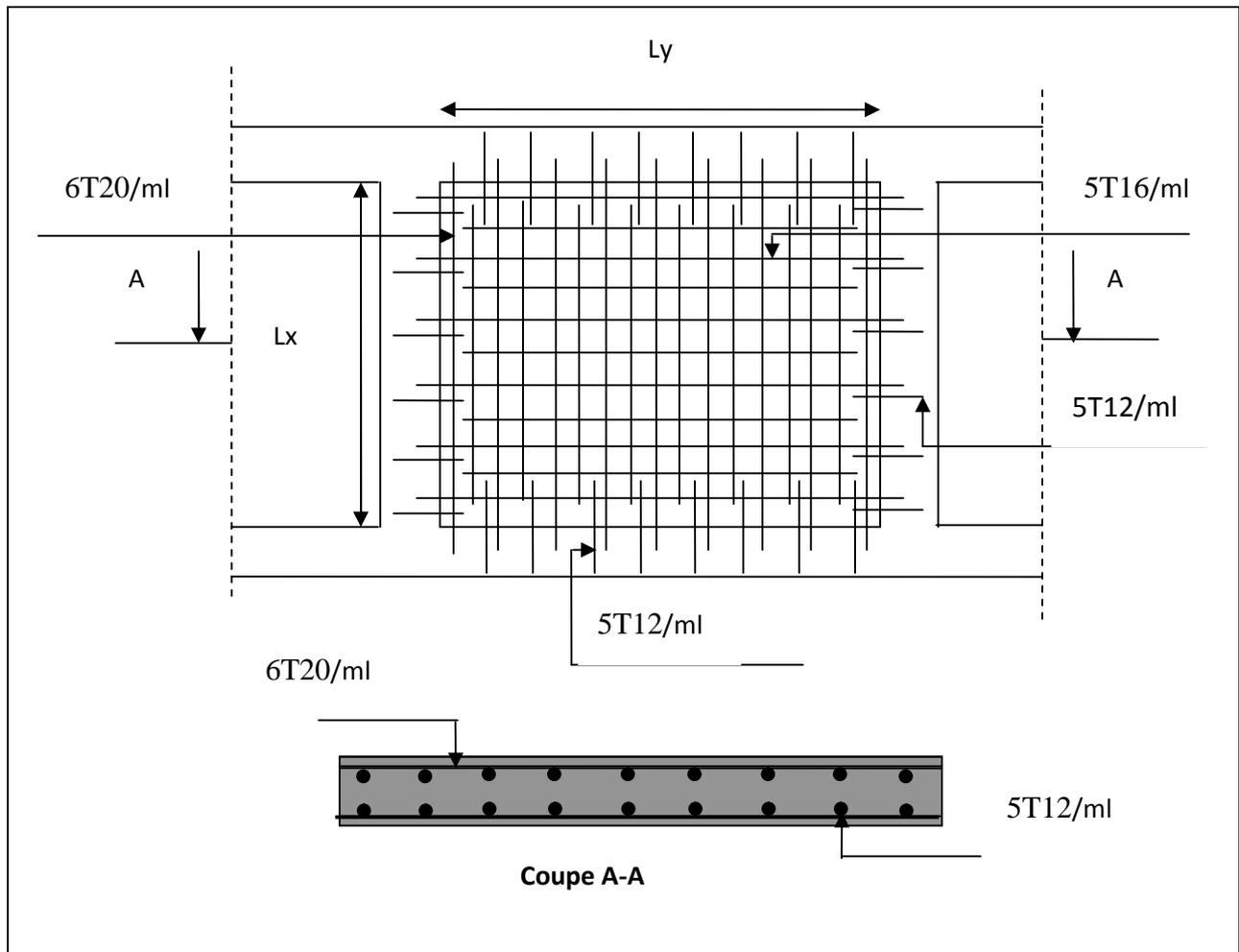


Figure .VI.11. Schéma de ferrailage du mur de soutènement.

VI.6. CONCLUSION :

L'étude de l'infrastructure constitue une étape importante dans le calcul d'ouvrage. Ainsi le choix de la fondation dépend de plusieurs paramètres liés aux caractéristiques du sol en place ainsi que des caractéristiques géométriques de la structure.

Pour les fondations, nous avons procédé à un calcul avec semelle isolée. Ces derniers ne conviennent pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient.

Le même problème a été observé en menant le calcul avec semelle filante.

Nous sommes ensuite passés à un calcul avec radier. Ce dernier s'est avéré le type de fondation qui convenait à notre structure. Le radier adopté a donc été calculé et ferrillé.

Au niveau de l'infrastructure, un mur de soutènement est prévu pour supporter l'action des poussées des terres. Le mur est calculé donc ferrillé comme un plancher encastré au niveau de la semelle (radier) et appuyé doublement au niveau du plancher du 4^{ème} entre sol.

CONCLUSION

GENERALE

Dans le cadre de ce travail, on a pu prendre connaissances des principales étapes à suivre pour mener à bien un projet de construction. On a pu aussi se familiariser à l'utilisation du logiciel ROBOT version 11.

Cette étude nous a aussi permis d'enrichir les connaissances acquises le long de notre cursus universitaire, et en faire un certain nombre de conclusions. Parmi celles-ci, nous avons:

1. La bonne disposition des voiles, dépend de plusieurs facteurs notamment ; les contraintes architecturales.
2. La présence des voiles dans la structure a permis la réduction des efforts internes de flexion et de cisaillement au niveau des poteaux et des portiques.
3. Les sections des poteaux et poutres choisies au chapitre pré dimensionnement ont été augmentées afin de vérifier l'interaction voiles portiques.
4. La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes est déterminante pour le dimensionnement des éléments structuraux.
5. Pour garantir une stabilité totale de la structure vis-à-vis des déplacements horizontaux, nous avons vérifié l'effet du second ordre (effet P-delta).
6. Afin d'éviter la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux, on doit impérativement vérifier les moments résistants aux niveaux des zones nodales.
7. La modélisation de l'escalier influe directement sur la nature des modes de vibration, car l'escalier a une rigidité au moins comparable à celle des autres éléments structuraux et donc influe sur la position du centre de torsion, donc il s'avère nécessaire d'en tenir compte dans la modélisation.
8. Le radier est le type de fondation choisi, vu les charges importantes et les petites trames qui induisent des chevauchements pour le choix des semelles isolées ou filantes.

BIBLIOGRAPHIE

- [1] Règles BAEL 91 modifiées 99, Edition Eyrolles, Troisième édition 2000.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes, Edition CGS, RPA 99 / version 2003.
- [3] DTR B.C.2.2, charges permanentes et charges d'exploitations, Edition CGS, Octobre 1988.
- [4] Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (CBA 93), Edition CGS, Décembre 1993.
- [5] DTR-BC2.331(règles de calcul des fondations superficielles).
- [6] Anciens mémoires de fin d'étude .
- [7] cours de béton armé ,en L3 et M1 génie civil

Annexe 1

$a = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v = 0$		ELS $v = 0.2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.40	0.1101	0.2500	0.0121	0.2854
0.41	0.1088	0.2500	0.1110	0.2924
0.42	0.1075	0.2500	0.1098	0.3000
0.43	0.1062	0.2500	0.1087	0.3077
0.44	0.1049	0.2500	0.1075	0.3155
0.45	0.1036	0.2500	0.1063	0.3234
0.46	0.1022	0.2500	0.1051	0.3319
0.47	0.1008	0.2500	0.1038	0.3402
0.48	0.0994	0.2500	0.1026	0.3491
0.49	0.0980	0.2500	0.1013	0.3580
0.50	0.0966	0.2500	0.1000	0.3671
0.51	0.0951	0.2500	0.0987	0.3758
0.52	0.0937	0.2500	0.0974	0.3853
0.53	0.0922	0.2500	0.0961	0.3949
0.54	0.0908	0.2500	0.0948	0.4050
0.55	0.0894	0.2500	0.0936	0.4150
0.56	0.0880	0.2500	0.0923	0.4254
0.57	0.0865	0.2582	0.0910	0.4357
0.58	0.0851	0.2703	0.0897	0.4456
0.59	0.0836	0.2822	0.0884	0.4565
0.60	0.0822	0.2948	0.0870	0.4672
0.61	0.0808	0.3075	0.0857	0.4781
0.62	0.0794	0.3205	0.0844	0.4892
0.63	0.0779	0.3338	0.0831	0.5004
0.64	0.0765	0.3472	0.0819	0.5117
0.65	0.0751	0.3613	0.0805	0.5235
0.66	0.0737	0.3753	0.0792	0.5351
0.67	0.0723	0.3895	0.0780	0.5469
0.68	0.0710	0.4034	0.0767	0.5584
0.69	0.0697	0.4181	0.0755	0.5704
0.70	0.0684	0.4320	0.0743	0.5817
0.71	0.0671	0.4471	0.0731	0.5940
0.72	0.0658	0.4624	0.0719	0.6063
0.73	0.0646	0.4780	0.0708	0.6188
0.74	0.0633	0.4938	0.0696	0.6315
0.75	0.0621	0.5105	0.0684	0.6447
0.76	0.0608	0.5274	0.0672	0.6580
0.77	0.0596	0.5440	0.0661	0.6710
0.78	0.0584	0.5608	0.0650	0.6841
0.79	0.0573	0.5786	0.0639	0.6978
0.80	0.0561	0.5959	0.0628	0.7111
0.81	0.0550	0.6135	0.0617	0.7246
0.82	0.0539	0.6313	0.0607	0.7381
0.83	0.0528	0.6494	0.0596	0.7518
0.84	0.0517	0.6678	0.0586	0.7655
0.85	0.0506	0.6864	0.0576	0.7794
0.86	0.0496	0.7052	0.0566	0.7932
0.87	0.0486	0.7244	0.0556	0.8074
0.88	0.0476	0.7438	0.0546	0.8216
0.89	0.0466	0.7635	0.0537	0.8358
0.90	0.0456	0.7834	0.0528	0.8502
0.91	0.0447	0.8036	0.0518	0.8646
0.92	0.0437	0.8251	0.0509	0.8799
0.93	0.0428	0.8450	0.0500	0.8939
0.94	0.0419	0.8661	0.0491	0.9087
0.95	0.0410	0.8875	0.0483	0.9236
0.96	0.0401	0.9092	0.0474	0.9385
0.97	0.0392	0.9322	0.0465	0.9543
0.98	0.0384	0.9545	0.0457	0.9694
0.99	0.0376	0.9771	0.0449	0.9847
1.00	0.0368	1.0000	0.0441	0.1000

Annexe 2

Tableau des Armatures (en cm²)

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.32	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.09	80.09	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.7	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

En considérant les essais pénétrométriques le plus défavorables, on déduit les résistances en pointe par rapport à différentes profondeurs du sol.

- **Tassements sous les fondations**

Etant donné la résistance des sols de fondation indiquant une compacité très satisfaisante des sols en profondeur, ainsi que l'homogénéité verticale des sols constatée quasiment dans tout le terrain, on estime que les tassements induits par la charge de la construction sont faibles et non préjudiciables.

- **Stabilité d'ensemble**

L'état actuel des lieux n'indique aucun signe d'instabilité apparent du versant. Le versant est en équilibre naturel avec l'absence de tous facteurs pouvant générer un mouvement quelconque. Néanmoins, il est toujours utile de rappeler la nécessité d'entreprendre des terrassements en grandes masses bien étudiés, organisés et surtout bien maîtrisés et en temps secs (éviter les périodes de pluies). Surtout, ne pas créer de zones de remblais importantes dans le terrain.

V. CONCLUSION

Le site objet de la présente étude est choisi pour accueillir des immeubles à usage d'habitation (promotion immobilière) au profit de l'ETB & P.I « Les Oliviers » SPA. Les sols de fondation sont dominés par des alluvions anciennes formant des terrasses alluvionnaires, constituées essentiellement de limons, argiles, pierres et galets de différents diamètres. Il est situé à quelques dizaines de mètres au Nord de la rue dite « de la Santé » et à l'Ouest du siège de la daïra d'Akbou.

Le site est sur un terrain à vocation agricole (olivaie), avec une pente abrupte essentiellement dans sa partie aval, débouchant sur un talweg (ravine) dite Ighzer Amarghane.

Des essais pénétrométriques ont été réalisés sur le terrain suivant une implantation indiquée par les maîtres d'ouvrage et d'œuvre par l'intermédiaire de pistes ouvertes spécialement. Les résultats indiquent une certaine hétérogénéité particulièrement horizontale du terrain.

Nous avons constaté l'existence d'une zone constituée de sols de moyenne à faible compacité située à l'extrémité Ouest du terrain. Des remblais et sols altérés sont remarqués jusqu'à 5^m de profondeur dans cette zone.

Cette zone doit être sérieusement prise en compte dans l'implantation des blocs et les calculs d'infrastructure, étant donnée :

- L'importance des charges que le terrain devra supporter.
- L'importance des terrassements prévus.
- Le risque de précipitations (pluies ou orages).

Par conséquent, il est impératif de commencer par protéger l'équilibre naturel du versant, à savoir :

- Réalisation d'un mur de protection du pied du talus longeant Ighzer Amarghane, par un mur en gabion de hauteur suffisante, afin d'arrêter l'érosion et protéger le versant d'éventuels affaissements.
- Drainer toute les eaux superficielles en dehors de la zone à urbaniser.
- Ne pas entreprendre de grands terrassements en périodes de pluies (sol humide) pour éviter de déclencher un mouvement brusque des terres.
- Eviter la réalisation de talus de grandes dénivelées en procédant sous forme de gradins.

- Entreprenre la réalisation des immeubles en commençant par ceux de la partie aval du versant. Ces immeubles, une fois achevés contribueront énormément à la stabilité du versant.

Du point de vue géotechnique et par rapport à la réalisation des fondations des différents immeubles, on préconisera :

N.B : Le calcul des fondations doit être, soigneusement élaboré car sur des terrains en pente les résultantes des forces (essentiellement les charges) ne sont pas verticales et vont dans le sens du glissement.

- L'emploi de fondations superficielles, semelles filantes ou radiers.
- La profondeur d'ancrage des fondations doit être en concordance avec la hauteur des immeubles (1/10 de la hauteur).
- Les contraintes admissibles des sols de fondation seront :
 - a) Assises des blocs **C3, C4 et D4** : $\sigma = 1.80 \text{ bars}$ à partir d'une profondeur de $-5^m.0$ de la côte de la piste.
 - b) Assises des blocs **B, C1, C2, D1, D2 et D3** : $\sigma = 1.60 \text{ bars}$, à partir d'une profondeur de $-2^m.00$ de la côte de la piste (piste trouvée à la date du 03.08.2012).

Ces contraintes admissibles sont à confirmer avec des sondages pénétrométriques qui seront réalisés au niveau des plates formes finales devant accueillir les blocs.

Aussi, on conseille :

- ✓ d'établir un plan de terrassements généraux, qui permettra un contrôle des remblais, des déblais et des points de stockage et permettra aussi une meilleure organisation et mécanisation des travaux de terrassement.
- ✓ Procéder à la plantation d'arbres dans le versant (ex : eucalyptus, olives ...).
- ✓ Les terrassements dans la partie aval, après réalisation des blocs en amont seront très délicats et aventureux. C'est pourquoi, il est recommandé fortement, l'entame du projet par la réalisation des blocs en aval.
- ✓ L'élaboration des réseaux d'E.E.P, E.E.U et A.E.P draconiens et surtout très étanches (dans des caniveaux).
- ✓ En plus de l'aspect économique, il est toujours risqué de trop modifier les terrains en pente par rapport à leur état d'équilibre initial.

L'INGENIEUR CHARGE DE L'ETUDE

Ingénieur Charge D'études
A. DJEDJIG

LE DIRECTEUR

