



جامعة بجاية
Tasdawit n'Bgayet
Université de Béjaïa

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

Faculté de la technologie

Département de Génie Civil

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention d'un diplôme de Master en Génie Civil

Option : *Matériaux et Structures*

Thème

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

Présenté par :

M^{er} : Rahmani Makhoulf

M^{er} : Boureta Noureddine

Encadré par :

M^{me} : N.Guettafi

MEMBRE DU JURY :

- M^{me} : Bouayad
- M^{me} : Sekkour

Promotion 2015-2016

Remerciements

Avant tout, nous tenons à remercier, le Dieu le tout puissant qui nous a donné la force, la patience et le courage pour achever ce modeste 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 promotrice M^{eme} (N Guettafi) qui nous a donné le courage et leur soutien scientifique et morale.

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.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents GHANIA et RACHID 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 frères

IMAD, MOKHTAR, OUSSAMA, BADREDDINE

A toute ma famille sans exception.

A mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.(Younes , Djalel, Malek , Bilel, Walid , Nesro ,Amine Rahim ,Raouf.....)

En fin, je remercie mon ami mon binôme Makhlouf Rahmani qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail.

NOUREDDINE BOURETA

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail :

À 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 infiniment mes parents.

À mes très chers frères et sœurs : AZIZ , Mohamed , Samia , Tassadite

À toute ma famille. « Sarah , feriala , youba , salse »

À la mémoire (khaliti nacira) femme de mon oncle (lounas) , que dieu a le tout puissant l'accueil dans son vaste paradis

À mes meilleurs amis et à tous ceux qui me sont chère sans exception.

À mon encadreur bien sûr : Mme N.guettafi qui a fait tout son possible pour nous aider et nous orienté dans l'élaboration de notre mémoire.

À tout la promotion de Génie Civil 2016.



*Makhlouf
Rahmani*

Sommaire

Introduction générale

Parti 1 : SUPERSTRUCTURE

Chapitre 1 : Généralités

I.1. Introduction	1
I.2. Présentation du projet	1
I.3. Caractéristiques géométriques	1
I.4. Classification de l'ouvrage selon sa configuration	1
I.5. Réglementation de l'ouvrage selon sa configuration.....	1
I.6. Caractéristiques des matériaux	2
I.6.1. Béton	2
I.6.2. Les aciers	5
I.7. Les actions et sollicitations	7
I.7.1. Actions	7
I.7.2. Sollicitations	8
I.7.3. Différentes combinaisons d'action donnée par le RPA	8
I.8. Conclusion	8

Chapitre 2 Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction	9
II.2. Pré-dimensionnement des éléments porteurs	9
II.2.1. Poutre	9
II.2.1.1. Poutre secondaire	9
II.2.1.2. Poutre principale	9
II.3. Plancher	10
II.3.1. Plancher à corps creux	10
II.3.2. plancher à dalle pleine	11
II.4. Evaluation des charges et surcharge	12
II.5. Voiles	13
II.6. Escaliers	14
II.7. Acrotère	17

Sommaire

II.8. Poteaux	17
II.9. La descente de charge.....	19
II.10. Vérifications pour les poteaux :.....	27
II.11. Conclusion	29

Chapitre 3 : Etude des éléments secondaires

III .1. Introduction.....	29
III .2. Etude de plancher à corps creux.....	29
III.2.1. Etude des poutrelles.....	29
III.2.2. Dalle de compression.....	46
III.3. Etude de la dalle pleine	46
III.4. Etude des escaliers.....	57
III.4.1. Escalier d'étage courant (Balancée).....	58
III.4.2. Escalier de RDC (Balancé).....	62
III.5. Étude de l'acrotère.....	68
III.6. Etude de l'ascenseur.....	74
III.7. Etude de la poutre brisée.....	85
III.8. Conclusion	86

Chapitre 4 Etude au séisme

IV.1. Introduction	86
IV.2. Méthodes de calcul.....	86
IV.2.1. Méthode statique équivalente	86
IV.2.2. Méthodes d'analyse dynamique	88
IV.3. Justification de l'interaction voile-portique	92
IV.4. Vérification de la résultante de la force sismique	94
IV.5. Vérification de l'effort normale réduit	94
IV.6. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.....	94

Sommaire

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).....	96
IV.8. Conclusion	97

Chapitre 5 : Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction	98
V.2. Étude des poteaux	98
V.3. Etude des poutres	107
V.4. Etude des voiles	117
V.5. Conclusion	122

Chapitre 6 Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	123
VI.2. Choix de type des fondations	123
VI.3. Radier général	125
VI.4. Etude des nervures	132
VI.5. Conclusion	136

Conclusion générale

Bibliographie

Annexes

Figure I.1: Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$	3
Figure I.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).....	4
Figure I.3: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.....	4
Figure I.4: Diagramme contraintes déformations.....	6
Figure II.1 : Plancher à corps creux.....	10
Figure II.2 : Plancher dalle pleine.....	11
Figure II.3 : Schémas de l'acrotère.....	17
Figure II.4 : surface du plancher revenant au poteau de rive.....	17
Figure II.5 : surface du plancher revenant au poteau central	18
Figure II.6 : surface du plancher revenant au poteau cage 'escalier	18
Figure II.7 : descente de charge.....	19
Figure III.1 : disposition des poutrelles.....	30
Figure III.2 : Schéma statique d'une Poutre	31
Figure III.3 : Schéma d'une poutrelle.....	36
Figure III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	46
Figure III.5 : Panneau de dalle sur 3 appuis.....	47
Figure III.6 : Schéma du ferrailage de dalle sur trois appuis.....	54
Figure III.7 : Dalle sur 4 appuis (D4).....	54
Figure III.8 : schéma de ferrailage de la dalle au niveau de la cage d'ascenseur.....	57
Figure III.9 : vue en plane d'escalier balancé.....	58
Figure III.10 : schéma de ferrailage de la console.....	59
Figure III.11 : schéma de ferrailage de la volée.....	62
Figure III.12 : schéma de ferrailage de la console.....	64
Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	73
Figure III.14 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessous de l'ascenseur.....	79
Figure III.15 : Coupe A-A détail de ferrailage.....	79
Figure III.16 : Schémas représentant la surface d'impact.....	78
Figure III.17 : Calcul de Périmètre au niveau de la feuille moyenne.....	78
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.....	82
Figure III.19 : Coupe A-A détails de ferrailage.....	82

Figure III.20 : schéma de ferrailage de la poutre de prisée.....	85
Figure IV.1 : disposition des voiles.....	89
Figure IV.2 : premier mode de déformation (translation suivant y).....	89
Figure IV.3 : deuxième mode de déformation (translation suivant x).....	90
Figure IV.4 : troisième mode de déformation (rotation suivant z).....	90
Figure IV.5 : Spectre de réponse de la structure.....	92
Figure V.1 : Zone nodale.....	98
Figure V.2 : Section d'un poteau.....	103
Figure V.3 : disposition des armatures des poteaux.....	106
Figure V.4 : Dispositions constructives des portiques.....	109
Figure V.5 : Schéma de la Zone nodale.....	113
Figure V.6 : schémas du ferrailage d'une poutre principale	115
Figure V.7 : Schéma d'un voile plein.....	118
Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile V ₂ des niveaux 1, 2 et 3.....	122
Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.....	124
Figure VI.2 : Coupe P-P'.....	124
Figure VI.3 : Semelle filante.....	124
Figure VI.4 : dalle sur 04 appuis.....	129
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier.....	132
Figure VI.6 : Sollicitations sur les nervures dans le sens X.....	133
Figure VI.7 : Sollicitations sur les nervures dans le sens Y.....	134
Figure VI.8 : Section à ferrailer.....	134
Figure VI.9 : Ferrailage des nervures en appuis.....	136
Figure VI.10 : Ferrailage des nervures en travée.....	136

Tableau II.1 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation.....	12
Tableau II.2 : évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs.....	13
Tableau II.3 : récapitulation des escaliers balancés.....	16
Tableau II.4 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers.....	16
Tableau II.5 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers.....	16
Tableau II.6 : charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère.....	17
Tableau II.7 : évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B1).....	20
Tableau II.8 : évaluation de la surcharge << Q >>(poteau B1).....	20
Tableau II.9 : descente de charge << G >>(poteau B1) (D.T.R B.C2.2.ART.7.1).....	20
Tableau II.10 : évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B2).....	22
Tableau II.11 : évaluation de la surcharge << Q >>(poteau B2) (D.T.R B.C2.2.ART.7.1).....	23
Tableau II.12 : descente de charge << G >>(poteau B2).....	23
Tableau II.13 : évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B3).....	25
Tableau II.14 : évaluation de la surcharge << Q >>(poteau B3) (D.T.R B.C2.2.ART.7.1).....	25
Tableau II.15 : descente de charge << G >>(poteau B3).....	25
Tableau II.16 : les vérifications des poteaux à la compression.....	27
Tableau II.17 : les vérifications des poteaux au flambement.....	28
Tableau II.18 : sections des poteaux des différents niveaux.....	29
Tableau III.1 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles.....	31
Tableau III.2 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant.....	35
Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles du plancher (terrasse inaccessible).....	36
Tableau III.4 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher de service).....	36
Tableau III.5 : Schéma de ferrailage de type 4 des poutrelles de plancher d'étage courant.....	45
Tableau III.6 : Résultats de ferrailage de 1 ^{eme} type de dalle.....	49
Tableau III.7 : calcul des sections de Ferrailage.....	50
Tableau III.8 : contrainte dans le béton sur trois appuis (terrasse).....	51
Tableau III.9 : Vérification des contraintes (étage courant).....	51
Tableau III.10 : Revérification des contraintes en appuis.....	51
Tableau III.11 : Résultats de ferrailage de la dalle sur quatre appuis (terrasse).....	56
Tableau III.12 : contrainte dans le béton sur quatre appuis (étage courant).....	56

Tableau III.13 : contrainte dans le béton sur quatre appuis (terrasse).....	57
Tableau III.14 : résumé des résultats de ferrailage.....	60
Tableau III.15 : Vérification des contraintes de béton.....	61
Tableau III.16 : évaluation de la flèche dans la volée.....	62
Tableau III.17 : résumé des résultats de ferrailage.....	65
Tableau III.18 : Vérification des contraintes de béton.....	66
Tableau III.19 : évaluation de la flèche dans la volée.....	66
Tableau III.20 : résumé des résultats de ferrailage.....	67
Tableau III.21 : Vérification des contraintes de béton.....	68
Tableau III.22 : évaluation de la flèche dans la volée.....	68
Tableau III.23 : Charges et surcharges.....	69
Tableau III.24 : Combinaisons d'action.....	70
Tableau III.25 : Les résultats de ferrailage.....	76
Tableau III.26 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus).....	79
Tableau III.27 : résumé des résultats de ferrailage.....	83
Tableau III.28 : Vérification des contraintes de béton.....	85
Tableau IV.1 : Période de vibration et taux de participation des masses modales.....	91
Tableau IV.2 : Interaction sous charges verticales.....	92
Tableau IV.3 : Interaction sous charges horizontales (sens x-x).....	93
Tableau IV.4 : Interaction sous charges horizontales (sens y-y).....	93
Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.....	94
Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.....	94
Tableau IV.7 : Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).....	95
Tableau IV.8 : Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).....	95
Tableau IV.9 : Vérification des effets P- Δ (sens x-x).....	96
Tableau IV.10 : Vérification des effets P- Δ (sens y-y).....	96
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	99
Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.....	100
Tableau V.3 : Les armatures longitudinales adoptées pour les poteaux.....	101
Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptées pour les poteaux.....	101
Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	103

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton.....	103
Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.....	104
Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux.....	107
Tableau V.9 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales.....	110
Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles.....	112
Tableau V.11 : Vérification au cisaillement.....	112
Tableau V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton.....	113
Tableau V.13 : vérification de la flèche pour les poutres.....	113
Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux.....	114
Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres.....	114
Tableau V.16 : Vérification des zones nodales.....	114
Tableau V.17 : Schéma de ferrailage pour les poutres.....	116
Tableau V.18 : Résultats du ferrailage du voile V_{x1}	120
Tableau V.19 : Résultats du ferrailage du voile V_{x2}	121
Tableau V.20 : Résultats du ferrailage du voile V_y	121
Tableau VI.1 : Ferrailage du radier.....	130
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier.....	131
Tableau VI.3 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.....	132
Tableau VI.4 : Sollicitation sur la nervure dans le sens longitudinal.....	134
Tableau VI.5 : Sollicitation sur la nervure dans le sens transversal.....	134
Tableau VI.6 : Résumé des résultats du ferrailage des nervures.....	135
Tableau VI.7 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).....	136

Symboles et notation

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

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

A : Coefficient d'accélération de zone.

B : Aire d'une section de béton.

Br : Section réduite.

B, b : la largeur (m).

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

C_u : La cohésion du sol (KN/m²).

D : Facteur d'amplification dynamique moyen.

ELS : Etat limite de service.

ELU: Etat limite ultime.

E : Module d'élasticité longitudinale.

E_i : Module d'élasticité instantanée.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

e_v : épaisseur du voile.

F : Force ou action générale.

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

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

f_{ji} : la flèche correspondant à j.

f_{gi} : la flèche correspondant à g.

f_{qi} : la flèche correspondant à q.

f_{gv} : la flèche correspondant à v.

Δf_t : la flèche totale.

Δf_{t adm} : la flèche admissible.

G : Action permanente.

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

h_t : hauteur totale du plancher.

h₀ : épaisseur de la dalle de compression.

h_e : hauteur libre d'étage.

I : Moment d'inertie (m⁴).

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

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

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

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

Symboles et notation

Q : Charge variable.

Q : Facteur de qualité.

q_u : charge ultime.

q_s : charge de service.

M : Moment en général.

M_a : Moment sur appui.

M_u : Moment de calcul ultime.

M_{ser} : Moment de calcul de service.

M_t : Moment en travée.

M₀ : moment isostatique.

M_i : Moment à l'appui *i*

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

M_j : Moment correspondant à *j*.

M_g : Moment correspondant à *g*.

M_q : Moment correspondant à *q*.

N_s : Effort normal de service.

N_u : Effort normal ultime

N : Effort normale du aux charges verticales.

R : coefficient de comportement global.

S : Section, surface

S_r : surface du radier (m²).

St : Espacement des armatures.

V : Effort tranchant.

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

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

X, Y et Z : Coordonnées en général.

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

d : Hauteur utile.

e : Excentricité, épaisseur.

f : Flèche.

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

Introduction

Introduction

Le Génie civil représente l'ensemble des techniques concernant les constructions civiles.

Les ingénieurs civils s'occupent de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures urbaines dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

Le phénomène sismique est toujours le souci dans le domaine de génie civil car il est difficile d'apprécier le risque sismique tant la prévision est incertaine et leur apparition aléatoire. L'action sismique subie par une structure est directement proportionnelle à l'accélération qui lui est imposée par le sol et par sa propre masse. Soumise à une action sismique, elle effectue une série d'oscillations forcées suivant des lois complexes, puis des oscillations libres qui s'amortissent plus ou moins rapidement.

Toutefois chaque séisme observé apporte un regain d'intérêt certain pour la construction parasismique en Algérie.

Les expériences vécues, durant les derniers séismes ont conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA 99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés. Ce règlement vise à assurer un niveau de sécurité acceptable des vies humaines et des biens vis-à-vis des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés.

Le présent travail consiste à l'étude d'un bâtiment R+8 contreventé par un système mixte (voiles – portiques) avec justification de l'interaction vis-à-vis des efforts verticaux et horizontaux.

Pour cela, nous allons suivre le plan de travail le suivant :

- Le premier chapitre sur des généralités
- Le deuxième chapitre, pour le pré dimensionnement des éléments
- Le troisième chapitre, pour le calcul des éléments secondaires
- Le quatrième chapitre, pour l'étude dynamique
- Le cinquième chapitre, pour le calcul des éléments structurant
- Le sixième chapitre pour l'étude de l'infrastructure,
- conclusion générale

Chapitre I

Généralités

I.1. Introduction

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

I.2. Présentation du projet :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude entre dans le cadre de la réalisation d'un bâtiment en béton armé comportant huit niveaux (RDC+8 étages).

Le RDC est réservé aux commerces, et huit niveaux courants ils sont exclusivement à usage d'habitation, chaque de ces niveaux comprend deux appartements dont de type F3 et deux type F4. La liaison entre les niveaux est assurée par deux escaliers et deux ascenseurs.

Son implantation est prévue à la Wilaya de Tizi Ouzou, à proximité nord- sud de la caserne de Gendarmerie Nationale. Il est délimité par deux voies de lotissement : La première en amont (coté Est) menant vers le siège de la Gendarmerie nationale est la deuxième en avale (côte Ouest) menant vers le lotissement.

D'après la classification de RPA99 version 2003, le bâtiment est considéré comme un ouvrage courant ou d'importance moyenne (groupe d'usage 2) puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m, zone sismique IIa.

I.3. Caractéristiques géométriques :

➤ **Dimensions de l'ouvrage en plan :**

Les dimensions du bâtiment en question sont :

- Sens longitudinal $L_{\max}=23.8\text{m}$
- Sens transversal $L_{\max}=18\text{m}$

➤ **Dimensions de l'ouvrage en élévation :**

Les différentes hauteurs sont :

- Hauteur rez-de-chaussée $h_r = 4.08\text{m}$
- Hauteur niveau courant $h_c = 3.06\text{m}$
- Hauteur totale du bâtiment $h_t = 28.56\text{m}$

➤ **Données géotechniques de site**

- L'ouvrage appartient au groupe d'usage **2** en vertu du RPA 99 version 2003.
- Angle de frottement $10^\circ < \varphi_u < 15^\circ$, une cohésion $0.50 < C_u \text{ Kg /cm}^2 < 1.00$
- Le sol est de catégorie **S3** (sol meuble).
- La contrainte admissible du sol $\sigma = 2,43 \text{ bars}$.
- L'ancrage minimal des fondations : **D=2,00 m**

I.4. Classification de l'ouvrage selon sa configuration

Selon l'article [3.5] du RPA99/version 2003 chaque bâtiment doit être classé selon sa configuration en plan et en élévation en bâtiment régulier ou non.

I.5. Réglementation et normes utilisées

- CBA93. (Code De Béton armé)
- BAEL91 (Béton Armé Aux Etats Limites)
- DRT BC 2.2. (Document technique Réglementaire Charges et Surcharges)
- RPA99 version 2003(Règlement Parasismique Algérien)

I.6. Caractéristiques des matériaux :

I.6.1. Béton :

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

I.6.1.1. Composition du Béton :

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

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- ✓ Sécurité de la structure.
- ✓ Propriétés particulières (confort).
- ✓ La durabilité et la résistance.
- ✓ L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- ✓ Le malaxage (type et la durée).
- ✓ Le transport (type et le temps écoulé).
- ✓ La mise en œuvre (l'étalement, compactage).
- ✓ Le Cure du béton.

I.6.1.2. Résistance caractéristique à la compression :

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

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

- ✓ Bétons de résistance courante : $f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.83j} f_{c28}$ pour $f_{c28} \leq 40MPa$
- ✓ Bétons de haute résistance : $f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28}$ pour $f_{c28} > 40MPa$

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

I.6.1.3. Résistance caractéristique du béton à la traction :

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

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

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

I.6.1.4. Diagramme contraintes déformations : $\sigma = f(\varepsilon)$

Le diagramme idéalisé est donné par la figure suivante :

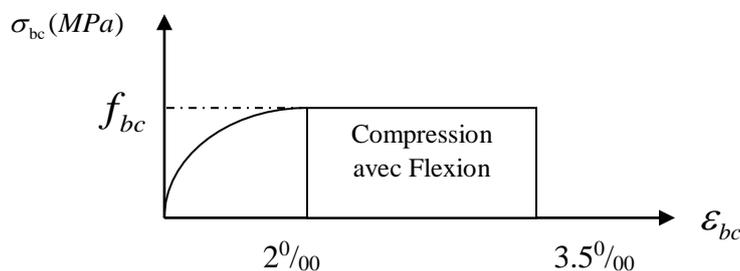


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations $\sigma = f(\varepsilon_{bc})$.

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

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

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

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

- $\theta=0.9$ → pour une durée probable d'application comprise entre 1h et 24h.
- $\theta=0.85$ → pour une durée probable d'application inférieure à 1h.

I.6.1.5. Les contraintes limites ultimes du béton :

a) Etat limite ultime (ELU) :

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

$$f_{bu} = \frac{0.85 \times f_{cj}}{\theta \times \gamma_b}$$

BAEL 91 (Article A.4.3).

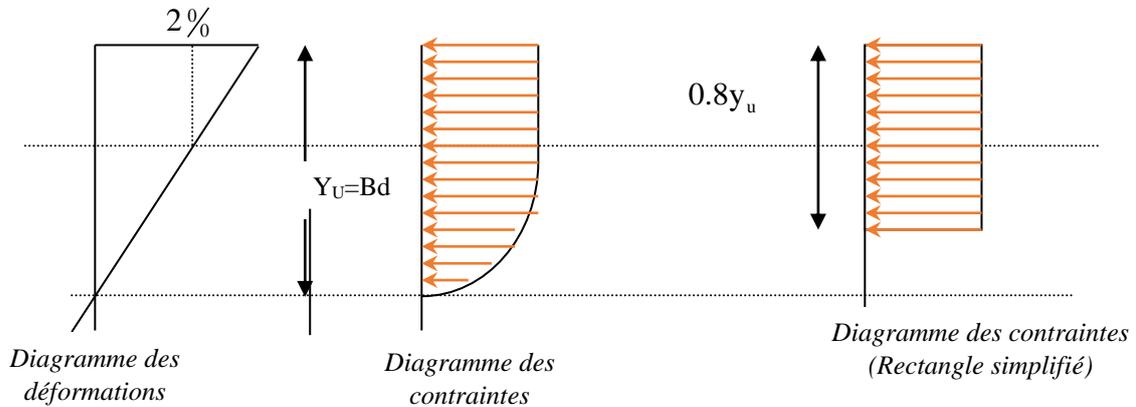


Figure I.2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELU (compression-flexion).

2) La contrainte de cisaillement :

Elle est donnée en fonction de la nuisance de la fissuration

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

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

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

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

a) Etat limite de service :(ELS)

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_{e28} .$$

CBA 93 (Article A.4.5.2).

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

A ELS, le béton est en phase élastique d'où le diagramme suivant :

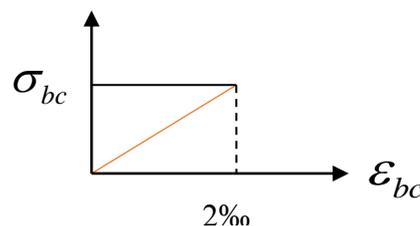


Figure I.3: diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.6.1.6. Autres caractéristiques :**➤ Module de déformation longitudinale du béton :****• A court terme :**

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

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{ij} = 32164.2 \text{ Mpa}$$

• A long terme :

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

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

Il est donné par la formule suivante :

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

$$\text{Pour } f_{c28} = 25 \text{ Mpa} \rightarrow E_{vi} = 10721.4 \text{ Mpa}$$

➤ Coefficient de poisson :

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

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

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

➤ Module de déformation transversale du béton :

Il est donné par la formule suivante :

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

I.6.2. Les aciers :**I.6.2.1. Définition :**

Le rôle des aciers est de reprendre les efforts de traction qui ne peuvent être repris par le béton. Ils sont caractérisés par leurs limites élastiques et leur module d'élasticité, on distingue trois catégories :

❖ Les treillis soudés (TR):

Ils sont utilisés comme armature dans les dalles car cela évite l'arrimage des barres transversales et longitudinales entre elles.

❖ Les ronds lisses (RL):

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

❖ Aciers de haute adhérence et haute limite élastique (HA):

Selon (Art.7.2.2 de RPA99) les armatures longitudinales des éléments principaux doivent être de haute adhérence avec $f_e \leq 500\text{Mpa}$ et l'allongement relatif sous charges maximales spécifiques doit être supérieur ou égale à 5%.

I.6.2.2. Nuances des aciers utilisés :

- Aciers longitudinaux et transversaux : on utilise des barres de haute résistance de nuance de FeE400 de limite élastique de 400Mpa.
- Les treillis soudés : on adoptera la nuance FeE235Mpa avec Ø6

I.6.2.3. Contraintes de calcul aux états limites :

a) Etat limite ultime (ELU):

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

Telque :

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

Pour notre cas :

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

b) Diagramme contraintes déformations : CBA (A .2.2.2)

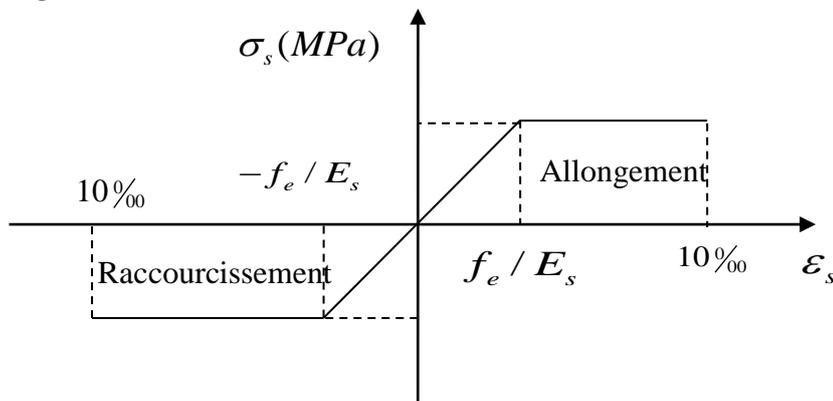


Figure I.4: Diagramme contraintes déformations.

c) **Etat limite de service (ELS):** Selon le BAEL91 :

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

1-Fissuration peu nuisible : aucune vérification à faire.

2-Fissuration nuisible :

La contrainte de traction des armatures est limitée, cas des éléments exposés aux intempéries. $\sigma_s \leq \min \left[(2/3) \times f_e; 110 \times (\eta \times f_{tj})^{1/2} \right]$ **CBA93 (A.4.5.3.3).**

3-fissuration très nuisible (ouvrage en mer) :

Cas des éléments exposés aux milieux agressifs

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

Avec η coefficient de fissuration :

$\eta = 1$ Pour les ronds lisses.

$\eta = 1.6$ pour les HA .

I.7. Les actions et sollicitations :

I.7.1. Actions :

Ce sont l'ensemble des forces et couples dus aux charges appliquées à la structure ainsi que les conséquences des modifications statiques ou d'états (retrait, les variations de température, tassements d'appuis) qui entraînent des déformations de la structure, elles proviennent donc :

- ✓ Des charges permanentes.
- ✓ Des charges d'exploitation.
- ✓ Des charges climatiques.

On distingue trois types d'actions.

1. Les actions permanentes (G) :

Ce sont des actions dont les variations de l'intensité sont rares ou négligeables par rapport à la valeur moyenne, elles comportent :

- Poids propres des éléments de construction.
- Le poids de revêtement et cloisons.
- Le poids et les poussées des terres des solides ou des liquides.

2. Les actions variables (Qi) :

Ce sont des actions de courte durée d'application dont l'intensité varie fréquemment dans le temps, elles comportent en particulier :

- Surcharge d'exploitation.
- Charges appliquées au cours d'exécution (équipement de chantier).
- Charges climatiques (neige, vent).
- Actions de températures, du retrait...etc.

3. Les actions accidentelles (FA):

Ce sont des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement et avec une faible durée d'application citant :

- Séisme.
- Chocs de véhicules routiers.
- Explosion.
- Avalanche.

I.7.2. Sollicitations :

Les sollicitations sont des efforts provoqués en chaque point et sur chaque section de la structure par les actions qui s'exercent sur elle, elles sont exprimées sous forme des forces, des efforts (normaux ou tranchants), de moments (de flexion, de torsion).

I.7.3. Différentes combinaisons d'action données par le RPA :

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

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

I.8. Conclusion :

Le béton est un matériau qui résulte du mélange de plusieurs composants, le choix et le dosage des différents matériaux ont une influence directe sur ces propriétés.

Vu que le matériau béton travaille mal à la traction, il est associé à l'acier pour avoir une bonne résistance vis-à-vis de traction et la compression. Pour ce, il faut bien choisir l'organisation structurale spécifique résultante de bonne composition et des caractéristique du béton, ainsi que de la nature et de l'agencement des armatures.

Chapitre II

Pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but de déterminer l'ordre de grandeur des différents éléments de la structure pour reprendre les efforts dus aux charges permanentes et surcharges d'exploitations.

Cette phase est une étape régie par des lois qui découlent généralement de la limitation des déformations (flèches...), et parfois de la condition de résistance au feu. Cette étape représente le point de départ et la base de justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage.

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure est conforme aux règlements BAEL 91, CBA 93, RPA 99 version 2003 et les différents DTR.

II.2. Pré-dimensionnement des éléments porteurs :

II.2.1. Poutre :

La hauteur des poutres donnée par l'expression suivante :

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

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

II.2.1.1. Poutre secondaire :

On a $l_{max} = (3.5 - 0.3) = 3.20 \text{ m}$

Donc $\frac{320}{15} \leq h_s \leq \frac{320}{10} \Rightarrow 21.33\text{cm} \leq h_s \leq 32\text{cm}$

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

❖ Vérification des conditions du RPA :

- ✓ $b_s = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée
- ✓ $h_s = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée
- ✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1 < 4$ vérifiée

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues.

II.2.1.2. Poutre principale :

On a $l_{max} = (3.7 - 0.3) = 3.4 \text{ m}$

Donc $\frac{340}{15} \leq h_p \leq \frac{340}{10} \Rightarrow 22.66\text{cm} \leq h_s \leq 34\text{cm}$

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

❖ **Vérification des conditions du RPA :**

- ✓ $b_s = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm}$ vérifiée
- ✓ $h_s = 30 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm}$ vérifiée
- ✓ $\frac{h_s}{b_s} = 1 < 4$ vérifiée

Donc, les conditions du RPA sont vérifiées, les dimensions sont maintenues

II.3. Plancher :

II.3.1. Plancher à corps creux :

Les planchers des étage 1 jusqu'à 8 + RDC sont en corps creux.

Avec :

- ✓ h_t : Hauteur total du plancher.
- ✓ l_{max} : La plus grande portée -entre nus d'appuis- dans le sens de disposition des poutrelles

• **Plancher d'habitation + RDC :**

$$l_{max} = 350 - 30 = 320 \text{ cm} \Rightarrow h_t \geq \frac{320}{22.5}$$

Donc $h_t \geq 14.22 \text{ cm}$

Alors, on opte pour un plancher [16 + 4], $\left\{ \begin{array}{l} h_{corps\ creux} = 16 \text{ cm} \\ h_{dalle\ de\ compression} = 4 \text{ cm} \\ h_{total} = 20 \text{ cm} \end{array} \right.$

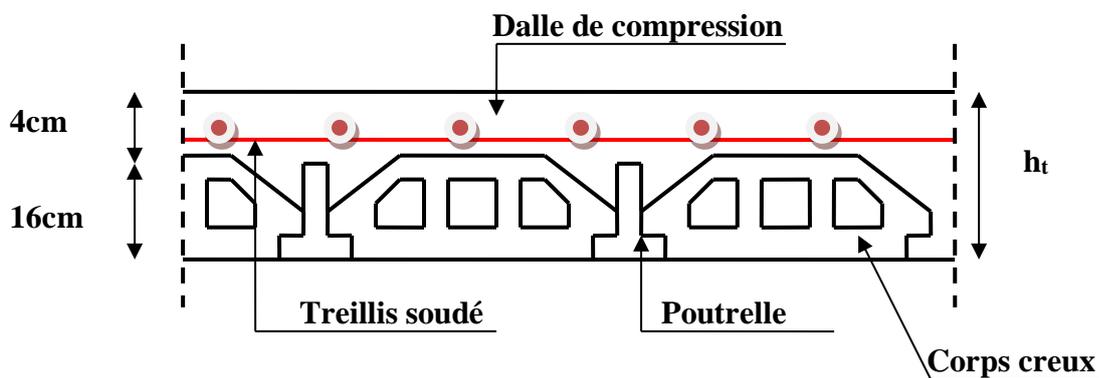


Figure II.1 : Plancher à corps creux.

II.3.2. plancher à dalle pleine :

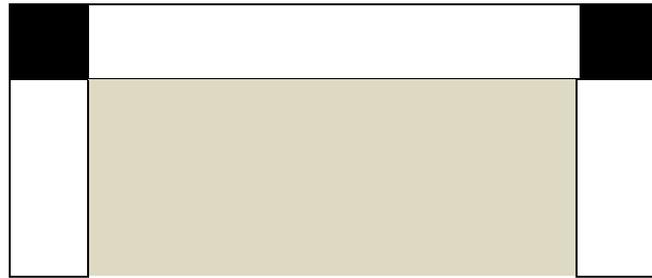


Figure II.2 : Plancher dalle pleine

- Balcon : on a un seul type de balcon, sur 3 appuis D1 ,D2,D3,D4, D5 ,D6,D7 de différent longueurs

Donc $\left\{ \begin{array}{l} \frac{l_x}{45} \leq e \leq \frac{l_x}{40} \\ \text{pour 2 heures de coup de feu, } e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$

- D1 et D2
Lx=1.35m et Ly=2.7m

$\left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm} \leq e \leq 3.375 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$ Alors, $e = 12 \text{ cm}$

- D3 et D4
Lx=1.35m et Ly=3.2m

$\left\{ \begin{array}{l} 3 \text{ cm} \leq e \leq 3.375 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$ Alors, $e = 12 \text{ cm}$

- D5 et D6
Lx=1.2m et Ly=3.4m

$\left\{ \begin{array}{l} 2.66 \text{ cm} \leq e \leq 3 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$ Alors, $e = 12 \text{ cm}$

- D7
Lx= 1.12m et Ly=3.2m

$\left\{ \begin{array}{l} 2.48 \text{ cm} \leq e \leq 2.8 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$ Alors, $e = 12 \text{ cm}$

- D8
Lx= 3.2m et Ly=3.2m

$\left\{ \begin{array}{l} 7.11 \text{ cm} \leq e \leq 8 \text{ cm} \\ e \geq 11 \text{ cm} \end{array} \right.$ Alors, $e = 12 \text{ cm}$

Conclusion : Tous les planchers en dalle plein auront une épaisseur $e = 12 \text{ cm}$

II.4. Evaluation des charges et surcharge :

➤ Evaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des planchers

<i>Tableau II.1 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation</i>						
Plancher	réfèrent	Désignation	Poids Volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)	Surcharge Q (KN/m ²)
Terrasse inaccessible	1	Gravions De Protection	20	0.04	0.8	1
	2	Etanchéité Multicouche	6	0.02	0.12	
	3	Forme de Pente 1%	/	/	1.10	
	4	Isolation thermique	4	0.04	0.16	
	5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	6	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Total					5.75	1
Plancher courant à usage d'habitation et de RDC	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	1.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.40	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	2.85	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
	6	Cloison de distribution	9	0.1	0.9	
Total					5.23	
Dalle pleine Balcon	1	Revêtement en carrelage	20	0.02	0.40	3.5
	2	Mortier de pose	20	0.02	0.40	
	3	Lit de sable	18	0.02	0.36	
	4	Dalle pleine	25	0.12	3	
	5	Enduit de plâtre	10	0.02	0.20	
Total					4.48	

➤ Evaluation des charges des murs extérieurs et intérieurs

Tableau II.2 : évaluation de la charge permanente des murs extérieurs et intérieurs

Type de Murs	Désignation	Poids Volumique (KN/m ³)	Epaisseurs (m)	Poids G (KN/m ²)
Murs Extérieurs	Enduit de Ciment	18	0.02	0.36
	Brique creuse	9	0.15	1.35
	Lame d'air		0.05	
	Brique creuse	9	0.1	0.9
	Enduit de Plâtre	10	0.02	0.20
Total				2.93
Murs Intérieurs	Enduit de Plâtre	10	0.02	0.20
	Brique creuse	9	0.1	0.9
Total				1.18

II.5. Voiles :

D'après le RPA 99 version 2003, les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4.e$) sont considérés comme les voiles, avec :

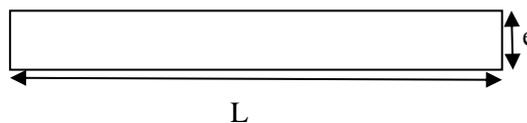
- L : longueur minimale du voile.
- e : épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 du RPA 99 version 2003 définit comme étant l'épaisseur minimale du voile et de 15 cm. De plus, L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_l .

- Epaisseur du voile $\begin{cases} e \geq 15 \text{ cm}, & \text{article 7.7.1 du RPA 99 version 2003} \\ e = f(h_e) \end{cases}$

Avec : $h_l = h - e_{dalle}$ (hauteur libre de l'étage).

✓ On va opter pour un voile simple



L : longueur minimale du voile.

e : épaisseur du voile. $\Rightarrow e \geq \frac{h_e}{20}$

- RDC : $h_{\text{étage}} = 4.08$, donc, $h_l = 3.88$ m

$$e \geq \frac{388}{20} \Rightarrow e \geq 19,4 \text{ cm}$$

Alors, on prend pour le RDC $e = 20 \text{ cm}$

- Etages d'habitation : $h_{\text{étage}} = 3.06$, donc, $h_1 = 2.86 \text{ m}$

$$e \geq \frac{286}{20} \Rightarrow e \geq 14.3 \text{ cm}$$

Alors l'épaisseur est $e = 15 \text{ cm}$

✓ Longueur minimale du voile : $L \geq 4.e$

- Des fondations jusqu'au RDC $L = 80 \text{ cm}$.
- Du 1^{er} étage jusqu'au bout $L = 60 \text{ cm}$.

II.6. Escaliers :

Dans notre cas, on distingue un seul type d'escalier :

- **Escalier balancé**

L_p : Longueur du palier.

h : hauteur de la contremarche.

L : retombé de la volée.

g : giron.

H : hauteur de la volée.

L_v : longueur de la volée.

Pour qu'un escalier garantie sa fonction dans les meilleures conditions de confort, on doit vérifier les conditions suivantes :

-la hauteur h contremarches se situe entre 14 et 18 cm

-la largeur g se situe entre 25 et 32 cm

-La formule empirique de **BLONDEL** :

$$60 \leq 2h + g \leq 64 \text{ cm}$$

$$\text{Avec } \begin{cases} h = H/n & n: \text{ nombre de contre marches.} \\ g = L/(n - 1) & n - 1: \text{ nombre de marches.} \end{cases}$$

En résonant l'équation : $64 n^2 - (64+2H+L) n + 2H = 0$, on retrouvera le nombre de contre marche.

- Passage de RDC au 1^{er} étage :
- Passage de 1^{er} au 8^{ème} étage : (deux volées)

- **Epaisseur de la volée**

Elle est déterminée en respectant la condition de la flèche

$$\frac{L}{30} < e < \frac{L}{20}$$

Avec L : est le maximum entre les deux volées

➤ 1^{er} volée : H=1.62m et L₀=2.38m et $\text{tang}(\alpha) = \frac{1.62}{2.38} \Rightarrow \alpha = 34.24^\circ$

Donc : $L_{\text{volée}} = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2.87\text{m}$

➤ 2^{ème} volée : H=1.44m et L₀=2.38m

Donc : $L_{\text{volée}} = \sqrt{L_0^2 + H^2} = 2.78\text{ m}$

$\Rightarrow \frac{287}{30} < e < \frac{287}{20} \Rightarrow 9.5\text{cm} < e < 14.25\text{cm}$

Alors on prend e = 14cm.

• **Epaisseur de la paille**

Escalier d'étage courant :

✓ 1^{er} volée :

H_{total}=1.62m , h₁=0.9m , h₂=0.72m

L₀=2.13m l₁=1.12m , l₂=1.01m

$\alpha_1 = 38.78^\circ$, $\alpha_2 = 35.48^\circ$ $\alpha_{moy} = 37.13$

$L_{\text{volée}} = \frac{L_t}{\cos 37.13} = \frac{2.13}{\cos 37.13} = 2.67\text{m}$

✓ 2^{ème} volée :

H_{total}=1.44m , h₁=0.72m , h₂=0.72m

L₀=1.85m l₁=1.01m , l₂=0.84m

$\alpha_1 = 38.78^\circ$, $\alpha_2 = 35.48^\circ$ $\alpha_{moy} = 37.13$

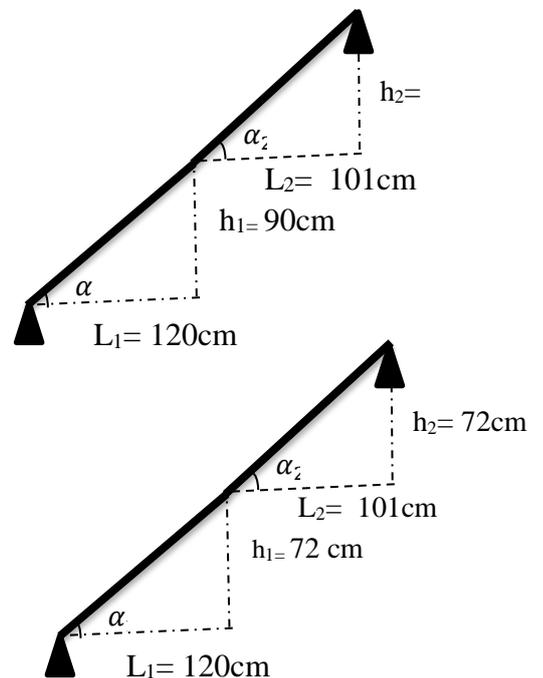
$L_{\text{volée}} = \frac{L_t}{\cos 37.13} = \frac{1.85}{\cos 37.13} = 2.35\text{m}$

On prend L_{volée}(max) = 2.67m

$\frac{267}{30} < e < \frac{267}{20} \quad 8.9 < e < 13.35$

et e > 11cm

On prend e = 13cm



✓ Poids de la paillasse :

$$G = \frac{\gamma b \times e}{\cos \alpha} = \frac{25 \times 0.13}{\cos 37.13} = 4.076 \text{ (kN/m}^2\text{)}$$

Etage	volée	H (m)	L0 (m)	n	n-1	g (cm)	h (cm)	Lvol (cm)	e (cm)	α (°)	G (kN/m ²)
RDC	1	1.87	3.5	11	10	30	17	3.96	15	28.11	4.25
	2	0.51	0.6	3	2	30	17	0.78	15	40.36	4.92
	3	1.70	3.2	10	9	30	17	3.62	15	27.98	4.24
Courant	1 ^{er}	1.62	2.13	9	8	28	18	2.67	13	37.13	4.076
	2 ^{ème}	1.44	1.85	8	7	28	18	2.35	13	35.73	4.003

Tableau II.3 : récapitulation des escaliers balancés

Tableau II.4 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitation des volées d'escaliers				
Désignation	Poids Volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kn/m ²)	Surcharges Q (Kn/m ²)
Revêtement en Carrelage H	22	0.02	0.44	2.5
Revêtement en Carrelage V	22	0.02*h/g	0.28 0.25	
Mortier de Pose H	20	0.02	0.40	
Mortier de Pose V	20	0.02*h/g	0.25 0.22	
Marches	22	h/2=0.09	1.98 1.87	
Paillasse	25	0.13/cos(37,13)=0,164	4.10	
Enduit-en Plâtre	14	0.02/cos(37,13)=0.025	0.35	
Total			7.8	

Tableau II.5 : évaluation des charges permanentes et surcharges d'exploitations des paliers d'escaliers				
Désignation	Poids Volumique (Kn/m ³)	Epaisseur (m)	Poids (Kn/m ²)	Surcharges Q (Kn/m ²)
Palier	25	0.13	3.25	2.5
Carrelage	22	0.02	0.44	
Mortier de pose	20	0.02	0.4	
Lit de sable	18	0.02	0.36	
Enduit de plâtre	14	0.02	0.28	
Total			4.73	

II.7. Acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire, se trouvant au niveau de la terrasse, il a pour rôle d'empêcher les infiltrations des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse ainsi qu'un rôle de garde-corps pour les terrasses accessibles.

Les charges revenantes à l'acrotère sont résumées dans ce qui suit :

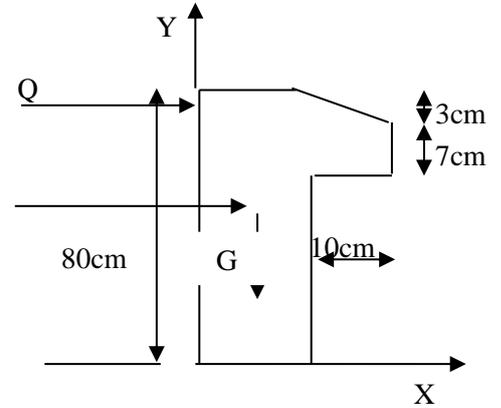


Figure II.3 : Coupe transversale de l'acrotère

Désignation des éléments	Epaisseur (cm)	Surface (m ²)	Densité (KN/m ³)	Poids (KN/ml)
l'acrotère	10	0.0885	25	2.125
Enduit de ciment Intérieur	2	/	18	0.36
Enduit de ciment Extérieur	2	/	18	0.36
Charge permanente Total	G=2,845KN/ml			
Charge d'exploitation	Q=1KN/ml			

Tableau II.6 : charge permanente et surcharge d'exploitation revenant à l'acrotère

II.8. Poteaux :

Les poteaux les plus sollicités :

- **Poteau de rive B1 : (30× 30)**
- ✦ L_{pp} : longueur des poutres principales.
- ✦ L_{ps} : longueur des poutres secondaires.
- ✦ S_{aff} : surface afférente.
- ✦ $S_{aff CE}$: surface afférente de la cage d'escalier.
- ✦ $S_{mur int}$: surface des murs intérieurs.
- ✦ $S_{mur ext}$: surface des murs extérieurs.
- ✦ $S_{aff DP}$: surface afférente de la dalle pleine.

- $L_{pp} = 1.7+1.6 = 3.3m$
- $L_{ps} = 1.6+1.35=2.95m$
- $S_{aff} = 1.6*(1.6+1.7+1.35) = 7.44m^2$
- $S_{aff dalle pleine} = 1.7*1.35=2.295m^2$

- ✓ **Les cloisons :**
- $h_1 = 3.06 - 0.3 = 2.76m$
- $h = 3.06-0.2=2.86m$

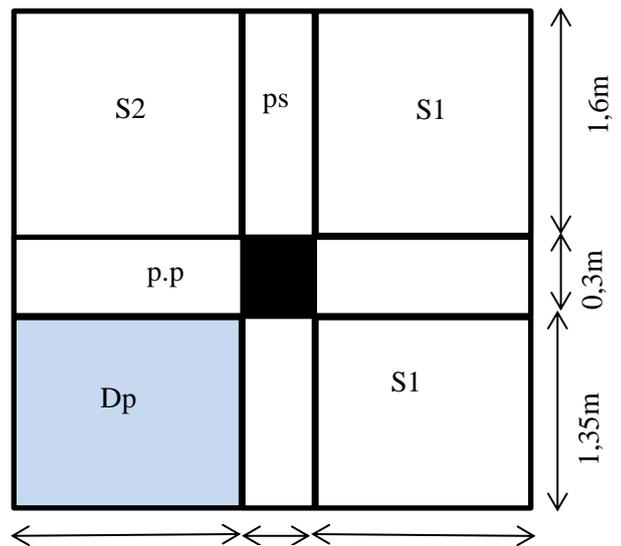


Figure II.4: surface du plancher revenant au poteau de rive

- $S_{\text{mur ext}} = [2.86*(1+1) + 2.76*1.35] = 9.446 \text{ m}^2$

➤ **Poteau central B2 :**

- $L_{\text{pp}} = 1.7 + 1.6 = 3.3\text{m}$
- $L_{\text{ps}} = 1.6 + 1.35 = 2.95\text{m}$
- $S_{\text{aff}} = (1.7*1.6) + (1.7*1.35) + (1.6*1.35) = 7.175\text{m}^2$
- $S_{\text{aff dalle pleine}} = 1.6*1.6 = 2.56\text{m}^2$

✓ **Les cloisons :**

$h_l = 2.76\text{m}$

$h = 2.86\text{m}$

- $S_{\text{mur int}} = 2.76*1.6 + 2.86*(0.63 + 2.75 + 1.6) = 18.66\text{m}^2$

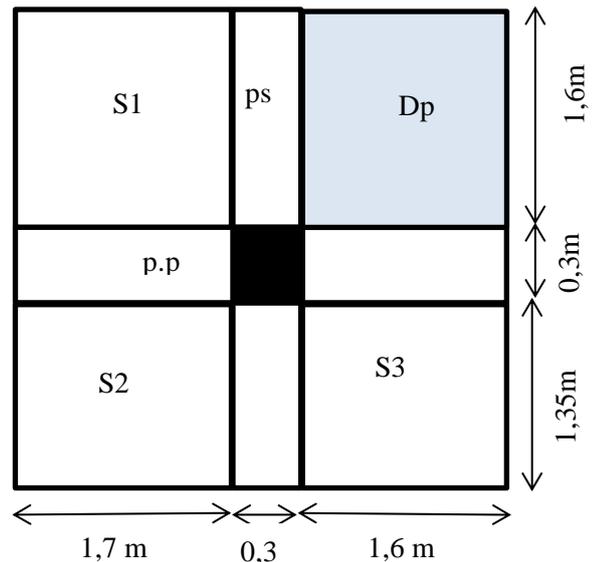


Figure II.5 : surface du plancher revenant au poteau central

➤ **Poteau central (CE) B3 :**

- $L_{\text{pp}} = 1.7 + 1.6 = 3.3\text{m}$
- $L_{\text{ps}} = 1.6*2 = 3.2\text{m}$
- $S_{\text{aff}} = [2*(1.6*1.7)] + (1.6*2) = 8.64\text{m}^2$
- $S_{\text{aff CE}} = 0.95*1.3 = 1.235\text{m}^2$

✓ **Les cloisons :**

$h_l = 2.76\text{m}$

$h = 2.86\text{m}$

- $S_{\text{mur int}} = 2.76*0.95 = 2.62\text{m}^2$

- $S_{\text{mur ext}} = 2.86*(1.9 + 1.9 + 1.6 + 0.8) = 17.73\text{m}^2$

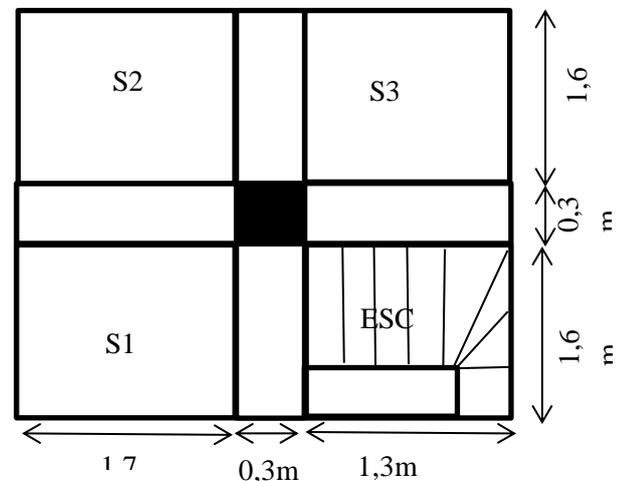


Figure II.6: surface du plancher revenant au poteau cage

Les dimensions des poteaux sont supposées :

- RDC et 1^{er} étage : $(b \times h) = (50 \times 50) \text{ cm}^2$
- 2^{ème}, 3^{ème} étage : $(b \times h) = (45 \times 45) \text{ cm}^2$
- 4^{ème}, 5^{ème} et 6^{ème} étage : $(b \times h) = (40 \times 40) \text{ cm}^2$
- 7^{ème}, 8^{ème} étage : $(b \times h) = (35 \times 35) \text{ cm}^2$

II.9. La descente de charge :

❖ **LOI DE DEGRESSION DES CHARGES : (D.T.R BC.2.2 ART 6.3) :**

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

On adoptera pour le calcul des charges d'exploitation suivantes :

- ✓ Sous la terrasse Q_0 .
- ✓ Sous le dernier étage (étage 1)..... $Q_0 + Q_1$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur (étage 2) $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur (étage 3) $Q_0 + 0.90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- ✓ Sous l'étage immédiatement inférieur (étage 4) $Q_0 + 0.85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- ✓ Pour $n \geq 5$ $Q_0 + (3+n/(2n)) + (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.

❖ **Evaluation de la surcharge << Q >>:**

L'article 6.2 du D.T.R.B.C2.2 indique lorsque les locaux industriels ou commerciaux occupent certains niveaux, ils sont pris en compte sans abattement et non compte dans le nombre d'étage de la loi de dégression, le schéma ci-après (**Figure II.7**) indiquera les différents niveaux d'intervention des charges dans la dégression, on notera N^* et N comme suite :

- N^* : indique la charge sur le plancher.
- N : indique la charge sous le plancher.

Nous exposerons dans le tableau qui suit l'évaluation de la dégression de la surcharge d'exploitation << Q >>:

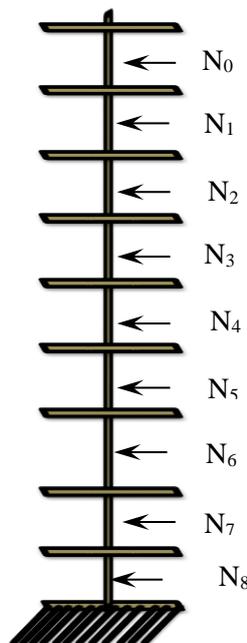


Figure II.7 : descente de charge

Tableau II.7 : évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B1)

NATURE	Q _{étage} (KN /m ²)	S _{étage} (m ²)	Q _{D.pleine} (KN /m ²)	S _{D.pleine} (m ²)	Q _{étage} (KN)	Q _{D.pleine} (KN)	Q Total (KN)
Terrasse inaccessible	1	7.44	1	2.295	7.44	2.295	9.735
Étage 8	1.5	7.44	3.5	2.295	11.16	8.032	19.192
Étage 7	1.5	7.44	3.5	2.295	11.16	8.032	19.192
Étage 6	1.5	7.44	3.5	2.295	11.16	8.032	19.192
Étage 5	1.5	7.44	3.5	2.295	11.16	8.032	19.192
Étage 4	1.5	7.44	3.5	2.295	11.16	8.032	19.192
Étage 3	1.5	7.44	3.5	2.295	11.16	8.032	19.192
Étage 2	1.5	7.44	3.5	2.295	11.16	8.032	19.192
Étage 1	1.5	7.44	3.5	2.295	11.16	8.032	19.192

**Tableau II.8 : évaluation de la surcharge << Q >>(poteauB1)
(D.T.R B.C2.2.ART.7.1)**

Nature	Q(KN)	Cumule Q(KN)	Q(KN)
Terrasse inaccessible	9.735	9.735	9.735
Etage8	19.192	9.735+19.192	28.927
Etage7	19.192	9.735+0.95*(19.192*2)	46.20
Etage6	19.192	9.735+0.90*(19.192*3)	61.55
Etage5	19.192	9.735+0.85*(19.192*4)	74.987
Etage4	19.192	9.735+ [0.80*(19.192*5)]	86.503
Etage3	19.192	9.735+ [0.75*(19.192*6)]	96.10
Etage2	19.192	9.735+ [0.71*(19.192*7)]	105.11
Etage1	19.192	9.735+ [0.68*(19.192*8)]	114.14

Tableau II.9 : descente de charge << G >>(poteau B1)

Niveau	Désignation	Section (m ²)	Poids (KN/m ²)	G Total (KN)	Q(KN)
Terrasse Inaccessible (N°9)	Acrotère	0.108	/	2.58*(1.7+1.6+0.3) =9.28	9.735
	Plancher CC	7.44	5.75	42.78	
	Plancher dalle pleine	2.295	5.9	13.54	
	p.p	0.3*0.3=0.09	25*3.3=82.5	7.42	
	P.s	0.3*0.3=0.09	25*2.95=73.75	6.63	
Etage N°8	N0			79.65	9.735
	Pot	0.35*0.35=0.12	25*3.06=76.5	9.37	
	Mur extérieur	9.45	2.93	27.68	
	N1*			116.7	
	Plancher Cc	7.44	5.23	38.91	
	Plancher Dp	2.295	4.48	10.28	
	p.p	0.3*0.3=0.09	25*3.3=82.5	7.42	
P.s	0.3*0.3=0.09	25*2.95=73.75	6.63		
Etage N°7	N1			179.94	28.93

	Pot	$0.35*0.35=0.12$	$25*3.06=76.5$	9.37	
	Mur extérieur	9.45	2.93	27.68	
	N2*			216.99	
	Plancher Cc	7.44	5.23	38.91	
	Plancher dalle pleine	2.295	5.9	13.54	
	p.p	0.09	$25*3.3=82.5$	7.42	
	P.s	0.09	$25*2.95=73.75$	6.63	
Etage N°6	N2			283.49	46.20
	Pot	$0.4*0.4=0.16$	$25*3.06=76.5$	12.24	
	Mur extérieur	9.45	2.93	27.68	
	N3*			323.41	
	Plancher Cc	7.44	5.23	38.91	
	Plancher Dp	2.295	4.48	10.28	
	p.p	$0.3*0.3=0.09$	$25*3.3=82.5$	7.42	
	P.s	$0.3*0.3=0.09$	$25*2.95=73.75$	6.63	
Etage N°5	N3			386.65	61.55
	Pot	$0.4*0.4=0.16$	$25*3.06=76.5$	12.24	
	Mur extérieur	9.45	2.93	27.68	
	N4*			426.57	
	Plancher Cc	7.44	5.23	38.91	
	Plancher Dp	2.295	4.48	10.28	
	p.p	$0.3*0.3=0.09$	$25*3.3=82.5$	7.42	
	P.s	$0.3*0.3=0.09$	$25*2.95=73.75$	6.63	
Etage N°4	N4			489.81	74.99
	Pot	$0.4*0.4=0.16$	$25*3.06=76.5$	12.24	
	Mur extérieur	9.45	2.93	27.68	
	N5*			529.73	
	Plancher Cc	7.44	5.23	38.91	
	Plancher Dp	2.295	4.48	10.28	
	p.p	$0.3*0.3=0.09$	$25*3.3=82.5$	7.42	
	P.s	$0.3*0.3=0.09$	$25*2.95=73.75$	6.63	
Etage N°3	N5			592.97	86.50
	Pot	$0.45*0.45=0.2$	$25*3.06=76.5$	15.49	
	Mur extérieur	9.45	2.93	27.68	
	N6*			636.14	
	Plancher Cc	7.44	5.23	38.91	
	Plancher Dp	2.295	4.48	10.28	
	p.p	$0.3*0.3=0.09$	$25*3.3=82.5$	7.42	
	P.s	$0.3*0.3=0.09$	$25*2.95=73.75$	6.63	
Etage N°2	N6			699.38	96.10
	Pot	$0.45*0.45=0.2$	$25*3.06=76.5$	15.49	
	Mur extérieur	9.45	2.93	27.68	
	N7*			742.55	
	Plancher Cc	7.44	5.23	38.91	
	Plancher Dp	2.295	4.48	10.28	

Tableau II.10 : évaluation de la surcharge << Q >>(poteauB2) (D.T.R B.C2.2.ART.7.1)

Nature	Q(KN)	Cumule Q(KN)		Q(KN)
Terrasse inaccessible	9.47	9.47	1	9.47
Etage8	19.72	9.47+19.72	2.5	29.19
Etage7	19.72	9.47+0.95*(19.72*2)	3.85	46.938
Etage6	19.72	9.74+0.90*(19.72*3)	5.05	62.714
Etage5	19.72	9.47+0.85*(19.72*4)	6.1	76.78
Etage4	19.72	9.47+ [0.80*(19.72*5)]	7	88.35
Etage3	19.72	9.47+ [0.75*(19.72*6)]	7.75	98.21
Etage2	19.72	9.47+ [0.71*(19.72*7)]	8.45	107.478
Etage1	19.72	9.47+ [0.68*(19.72*8)]	9.16	116.746
	p.p	0.3*0.3=0.09	25*3.3=82.5	7.42
	P.s	0.3*0.3=0.09	25*2.95=73.75	6.63
Etage N°1	N7			805.79
	Pot	0.5*0.5=0.25	25*3.06=76.5	19.125
	Mur extérieur	9.45	2.93	27.68
	N8*			852.59
	Plancher Cc	7.44	5.23	38.91
	Plancher Dp	2.295	4.48	10.28
	p.p	0.3*0.3=0.09	25*3.3=82.5	7.42
	P.s	0.3*0.3=0.09	25*2.95=73.75	6.63
RDC	N8			915.84
	Pot	0.5*0.5=0.25	25*3.06=76.5	19.125
	N9*			934.96

$N_{uB1}=1433.19 \text{ KN}$

$N_{sB1}= 1049.1 \text{ KN}$

Tableau II.11 : évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B2)

NATURE	Qétage (KN /m ²)	Sétage (m ²)	QD.pleine (KN /m ²)	SD.pleine (m ²)	Qétage (KN)	QD.pleine (KN)	Q Total (KN)
Terrasse inaccessible	1	7.175	1	2.56	7.175	2.295	9.47
Étage 8	1.5	7.175	3.5	2.56	10.76	8.96	19.72
Étage 7	1.5	7.175	3.5	2.56	10.76	8.96	19.72
Étage 6	1.5	7.175	3.5	2.56	10.76	8.96	19.72
Étage 5	1.5	7.175	3.5	2.56	10.76	8.96	19.72
Étage 4	1.5	7.175	3.5	2.56	10.76	8.96	19.72
Étage 3	1.5	7.175	3.5	2.56	10.76	8.96	19.72
Étage 2	1.5	7.175	3.5	2.56	10.76	8.96	19.72
	1.5	7.175	3.5	2.56	10.76	8.96	19.72

Tableau II.12 : descente de charge << G >>(poteau B2)					
Niveau	Désignation	Section (m²)	Poids (KN/m²)	G Total (KN)	Q(KN)
Terrasse Inaccessible (N°9)	N0*			0	
	Plancher Cc	7.175	5.75	41.26	
	Dalle pleine	2.56	5.9	15.10	
	p.p	0.3*0.3=0.09	25*3.3=82.5	7.42	
	P.s	0.3*0.3=0.09	25*2.95=73.75	6.64	
Etage N°8	N0			70.42	9.47
	Pot	0.35*0.35=0.12	25*3.06=76.5	9.37	
	Mur intérieur	18.66	1.46	27.24	
	N1*			107.03	
	Plancher Cc	7.175	5.23	35.52	
	Plancher Dp	2.56	4.48	11.47	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	73.75	6.64	
Etage N°7	N1			168.08	29.19
	Pot	0.35*0.35=0.12	25*3.06=76.5	9.37	
	Mur intérieur	18.66	1.46	27.24	
	N2*			204.69	
	Plancher Cc	7.175	5.23	35.52	
	Plancher Dp	2.56	4.48	11.47	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	73.75	6.64	
Etage N°6	N2			265.74	46.94
	Pot	0.4*0.4=0.16	25*3.06=76.5	12.24	
	Mur intérieur	18.66	1.46	27.24	
	N3*			305.22	
	Plancher Cc	7.175	5.23	35.52	
	Plancher Dp	2.56	4.48	11.47	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	73.75	6.64	
Etage N°5	N3			366.27	62.72
	Pot	0.4*0.4=0.16	25*3.06=76.5	12.24	
	Mur intérieur	18.66	1.46	27.24	
	N4*			405.75	
	Plancher Cc	7.175	5.23	35.52	
	Plancher Dp	2.56	4.48	11.47	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	73.75	6.64	
Etage N°4	N4			466.8	76.78
	Pot	0.4*0.4=0.16	25*3.06=76.5	12.24	
	Mur intérieur	18.66	1.46	27.24	
	N5*			506.28	
	Plancher Cc	7.175	5.23	35.52	
	Plancher Dp	2.56	4.48	11.47	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	73.75	6.64	
Etage N°3	N5			567.33	88.35
	Pot	0.45*0.45=0.2	25*3.06=76.5	15.49	

	Mur intérieur	18.66	1.46	27.24	
	N6*			610.06	
	Plancher Cc	7.175	5.23	35.52	
	Plancher Dp	2.56	4.48	11.47	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	73.75	6.64	
Etage N°2	N6			671.11	98.21
	Pot	0.45*0.45=0.2	25*3.06=76.5	15.49	
	Mur intérieur	18.66	1.46	27.24	
	N7*			713.84	
	Plancher Cc	7.175	5.23	35.52	
	Plancher Dp	2.56	4.48	11.47	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	73.75	6.64	
Etage N°1				774.89	107.48
	Pot	0.5*0.5=0.25	25*3.06=76.5	19.125	
	Mur intérieur	18.66	1.46	27.24	
	N8*			821.25	
	Plancher Cc	7.175	5.23	35.52	
	Plancher Dp	2.56	4.48	11.47	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	73.75	6.64	
RDC	N8			882.31	116.75
	Pot	0.5*0.5=0.25	25*3.06=76.5	19.125	
	N9*			901.43	

$N_{UB2}=1392.05KN$

$N_{SB3}=1018.18KN$

Tableau II.13 : évaluation de la surcharge << Q >> (Poteau B3)

Nature	Q _{étage} (KN/m ²)	S _{étage} m ²	Q _{esc+hall} (KN/m ²)	S _{escalier} m ²	S _{hall} m ²	Q _{étage} KN	Q _{escalier} KN	Q _{hall} KN	Q _{Total} KN
Terrasse inaccessible	1	10.56	0	1.235	5.44	10.56	0	0	10.56
Etage 8	1.5	2.56	2.5	1.235	5.44	3.84	0	13.6	17.44
Etage 7	1.5	2.56	2.5	1.235	5.44	3.84	3.09	13.6	20.53
Etage 6	1.5	2.56	2.5	1.235	5.44	3.84	3.09	13.6	20.53
Etage 5	1.5	2.56	2.5	1.235	5.44	3.84	3.09	13.6	20.53
Etage 4	1.5	2.56	2.5	1.235	5.44	3.84	3.09	13.6	20.53
Etage 3	1.5	2.56	2.5	1.235	5.44	3.84	3.09	13.6	20.53
Etage 2	1.5	2.56	2.5	1.235	5.44	3.84	3.09	13.6	20.53
Etage 1	1.5	2.56	2.5	1.235	5.44	3.84	3.09	13.6	20.53

**Tableau II.14 : évaluation de la surcharge << Q >>(poteauB3)
(D.T.R B.C2.2.ART.7.1)**

Nature	Q(KN)	Cumule Q(KN)	Q(KN)
Terrasse inaccessible	10.53	10.56	10.56
Etage8	17.44	10.56+17.44	28
Etage7	20.53	10.56+0.95*(17.44+20.53)	46.63
Etage6	20.53	10.56+0.90*(17.44+20.53*2)	63.21
Etage5	20.53	10.56+0.85*(17.44+20.53*3)	77.74
Etage4	20.53	10.56+[0.80*(17.44+(20.53*4))]	90.21
Etage3	20.53	10.56+[0.75*(17.44+(20.53*5))]	100.62
Etage2	20.53	10.56+[0.71*(17.44+(20.53*6))]	110.40
Etage1	20.53	10.56+[0.68*(17.44+(20.53*7))]	120.14

Tableau II.15 : descente de charge << G >>(poteau B3)

Niveau	Désignation	Section (m ²)	Poids (KN/m ²)	G Total (KN)	Q(KN)
Terrasse Inaccessible (N°9)	N0*			0	
	Terrasse	10.56	5.75	60.72	
	p.p	0.3*0.3=0.09	25*3.3	7.42	
	p.s	0.3*0.3=0.09	25*3.2	7.20	
Etage N°8	N0			75.34	10.56
	Pot	0.35*0.35=0.12	25*3.06=76.5	9.37	
	Mur intérieur	17.73	1.46	25.89	
	Mur extérieur	2.62	2.93	7.68	
	Escalier	1.235	7.921	9.78	
	N1*			128.06	
	Plancher	8.64	5.23	45.19	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
P.s	0.09	80	7.20		
Etage N°7	N1			187.87	
	Pot	0.35*0.35=0.12	25*3.06=76.5	9.37	
	Mur intérieur	17.73	1.46	25.89	
	Mur extérieur	2.62	2.93	7.68	
	Escalier	1.235	7.921	9.78	
	N2*			240.59	
	Plancher	8.64	5.23	45.19	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
P.s	0.09	80	7.20		
Etage N°6	N2			300.4	46.63
	Pot	0.4*0.4=0.16	25*3.06=76.5	12.24	
	Mur intérieur	17.73	1.46	25.89	
	Mur extérieur	2.62	2.93	7.68	
	Escalier	1.235	7.921	9.78	
	N3*			355.98	
	Plancher	8.64	5.23	45.19	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
P.s	0.09	80	7.20		
Etage N°5	N3			415.79	63.21
	Pot	0.4*0.4=0.16	25*3.06=76.5	12.24	
	Mur intérieur	17.73	1.46	25.89	
	Mur extérieur	2.62	2.93	7.68	

	Escalier	1.235	7.921	9.78	
	N4*			471.38	
	Plancher	8.64	5.23	45.19	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	80	7.20	
Etage N°4	N4			531.19	77.74
	Pot	0.4*0.4=0.16	25*3.06=76.5	12.24	
	Mur intérieur	17.73	1.46	25.89	
	Mur extérieur	2.62	2.93	7.68	
	Escalier	1.235	7.921	9.78	
	N5*			586.78	
	Plancher	8.64	5.23	45.19	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	80	7.20	
Etage N°3	N5			646.59	90.21
	Pot	0.45*0.45=0.2	25*3.06=76.5	15.49	
	Mur intérieur	17.73	1.46	25.89	
	Mur extérieur	2.62	2.93	7.68	
	Escalier	1.235	7.921	9.78	
	N6*			705.43	
	Plancher	8.64	5.23	45.19	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	80	7.20	
Etage N°2	N6			765.24	100.62
	Pot	0.45*0.45=0.2	25*3.06=76.5	15.49	
	Mur intérieur	17.73	1.46	25.89	
	Mur extérieur	2.62	2.93	7.68	
	Escalier	1.235	7.921	9.78	
	N7*			824.08	
	Plancher	8.64	5.23	45.19	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	80	7.20	
Etage N°1	N7			883.89	110.40
	Pot	0.5*0.5=0.25	25*3.06=76.5	19.125	
	Mur intérieur	17.73	1.46	25.89	
	Mur extérieur	2.62	2.93	7.68	
	Escalier	1.235	7.921	9.78	
	N8*			946.36	
	Plancher	8.64	5.23	45.19	
	p.p	0.09	82.5	7.42	
	P.s	0.09	80	7.20	
RDC	N8			1006.175	120.14
	Pot	0.5*0.5=0.25	25*3.06=76.5	19.125	
	N9*			1025.3	

Après avoir effectué le calcul pour la recherche du poteau le plus sollicité ; on a trouvé que le poteau de cage escalier est le plus sollicité sous charges verticale.

$$G = 1025.3 \text{ KN}$$

$$Q = 120.14 \text{ KN}$$

Alors le CBA93 (art .13.8.1.1) on doit majorer pour les poteaux intermédiaires l'effort de compression ultime N_u à 10%, telle que

$$N_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$N_u = 1,1(1,35 \cdot 1025,3 + 1,5 \cdot 120,14)$$

$$N_u = 1720,8 \text{ KN}$$

II.10. Vérifications pour les poteaux :

- **Vérification à la compression simple de poteau le plus sollicité :**

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_u}{B} \leq 0,6 * f_{c28}$

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_u}{0,6 * f_{c28}}$$

- B : la section brute du béton.
- N_u : L'effort normal de la dégression des charges.
- f_{c28} : La résistance à la compression à l'âge de 28 jours, $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

A.N: $B \geq \frac{1720,8 * 10^{-3}}{0,6 * 25} \Rightarrow B \geq 0,115 \text{ m}^2$

On a $B = 0,5 * 0,5 = 0,25 \text{ m}^2$

$B = 0,25 \text{ m}^2 \geq 0,115 \text{ m}^2$. Condition vérifiée

Ce tableau résume les vérifications des poteaux à la compression pour tout niveau :

Niveau	N_u (KN)	Section (cm ²)	Condition $B \geq B_{calculée}$		Observation
			B(m ²)	B _{calculée}	
RDC et 1 ^{ère}	1720.8	50× 50	0.25	0.115	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1494.73	45× 45	0.20	0.099	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	1109.03	40× 40	0.16	0.074	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	523.03	35× 35	0.12	0.034	vérifiée

Tableau II.16 : les vérifications des poteaux à la compression

- **Vérification au flambement (BAEL 91 article B.8.4.1) :**

L'effort normal ultime N_u agissant d'un poteau doit être au plus égal à la valeur

suivante : $N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r * f_{c28}}{0,9 * \gamma_b} + \frac{A_s * f_e}{\gamma_s} \right]$

- B_r : Section réduite du poteau obtenue en réduisant de sa section réelle (1 cm) d'épaisseur sur tout son périphérique.

$$B_r = (a - 2) * (b - 2)$$

- A : Section d'acier comprimé.
- $\gamma_b = 1,5$, $\gamma_s = 1,15$.
- α : coefficient fonction de l'élancement mécanique " λ " qui prend les valeurs :

$$\checkmark \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}, \text{ pour } \lambda \leq 50.$$

$$\checkmark \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2, \text{ pour } 50 \leq \lambda \leq 70.$$

Note : Selon (BAEL 91 article B.8.4) la vérification à faire sera pour le poteau le plus élancé (poteau RDC), et avec majoration de l'effort normal N_u .

- λ : Elancement mécanique, prend la valeur $\lambda = \frac{l_f}{i}$.
- l_f : Longueur du flambement, égale à l_0 pour les poteaux de bâtiment supposés articulés à leurs extrémités (BAEL 91 article B.8.3.2).
- l_0 : Hauteur du poteau le plus élancé, prise entre deux faces supérieures de deux planchers successives. (Hauteur libre du poteau).
- i : Rayon de giration, $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$, pour une section rectangulaire.
- b : Plus petit côté du poteau.

A.N :

$$l_0 = 3.78m, l_f = 0.7 \times l_0 = 2.65m, i = \frac{0.50}{\sqrt{12}} = 0.144m$$

$$\diamond \lambda = \frac{2.65}{0.144} \Rightarrow \lambda = 18.40$$

$$\Rightarrow \lambda < 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.40}{35}\right)^2} \Rightarrow \alpha = 0.80$$

$$\diamond B_r = (50 - 2) \times (50 - 2) \times 10^{-4} = 0.23 \text{ cm}^2.$$

$$\diamond f_{c28} = 25 \text{ MPa}, \text{ pour Acier FeE400, } f_e = 400 \text{ MPa.}$$

D'après le **BAEL91** on doit vérifier :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \times \left[\frac{f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \Rightarrow B_r \geq \frac{1720.8 \times 10^{-3}}{0.8 \times \left[\frac{25}{0.9 \times 1.5} + \frac{400}{100 \times 1.15} \right]} = 0.097 \text{ m}^2$$

Niveau	N _u (KN)	Section (cm ²)	Condition B ≥ B _{calculée}		Observation
			Br(m ²)	Br _{calculée}	
RDC et 1 ^{ère}	1720.8	50× 50	0.230	0.097	vérifiée
2 ^{ème} , 3 ^{ème}	1494.73	45× 45	0.185	0.082	vérifiée
4 ^{ème} , 5 ^{ème} et 6 ^{ème}	1109.03	40× 40	0.144	0.062	vérifiée
7 ^{ème} et 8 ^{ème}	523.03	35× 35	0.109	0.029	vérifiée

Tableau II.17 : les vérifications des poteaux au flambement

• **Vérification des conditions de coffrage :**

Selon le RPA 99 version 2003 article 7.4.1, les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- Min (a,b) = min (35, 35) = 35cm > 25 cm
- Min (a,b) = min (35, 35) = 35 cm ≥ $\frac{h_e}{20} = \frac{378}{20} = 18.9 \text{ cm}$
- $\frac{1}{4} \leq \frac{b}{a} \leq 4 \Rightarrow \frac{1}{4} < 1 < 4$

On présentera les différentes dimensions des poteaux dans le tableau suivant :

<i>Niveaux</i>	<i>Sections des poteaux (a*b)</i>
<i>RDC et 1^{ère}</i>	<i>(50×50)</i>
<i>2^{ème} et 3^{ème}</i>	<i>(45×45)</i>
<i>4^{ème} ,5^{ème} et 6^{ème}</i>	<i>(40×40)</i>
<i>7^{ème} et 8^{ème}</i>	<i>(35×35)</i>

Tableau II.18 : sections des poteaux des différents niveaux

II.11. Conclusion :

- ✓ Les planchers corps creux sont des planchers [16+4].
- ✓ Epaisseur des planchers dalle pleine est 12cm.
- ✓ Section transversale des poutres secondaires (30 x 30).
- ✓ Section transversale des poutres principales (30 x 30).
- ✓ Epaisseur des voiles $\begin{cases} 20 \text{ cm, RDC.} \\ 15 \text{ cm, habitation.} \end{cases}$
- ✓ Epaisseur des escaliers (e = 13 cm).

Chapitre III

Etude des éléments secondaires

III .1. Introduction :

Les éléments non structuraux n'apportant pas de contribution significative à la résistance aux actions sismiques d'ensemble peuvent être considérés comme éléments secondaires, à condition que leur résistance à ces actions soit effectivement négligée et qu'il ne soit soumis du fait des déformations imposées qu'à des sollicitations négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autres origines.

Dans ce chapitre, on va aborder le calcul des éléments non structuraux suivants :

- Les planchers (corps creux et dalles pleines)
- Les escaliers.
- L'acrotère.
- L'ascenseur.

Les planchers sont des aires planes qui servent à séparer les différents niveaux et à transmettre les charges qui lui sont appliquées aux poutres, et ils doivent supporter les charges qui lui sont appliquées (le poids propre +la charge d'exploitation), dans notre bâtiment les planchers à rencontrer sont :

- ✓ Planchers à corps creux.
- ✓ Planchers à dalle pleine.

III.2. Etude de plancher à corps creux :

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

III.2.1. Etude des poutrelles :

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

III.2.1.1. Critère de la disposition des poutrelles :

- Petite portée (afin de diminuer la flèche).
- Continuité (maximum d'appuis).

D'après les plans des étages d'habitation, on opte pour la disposition suivante :

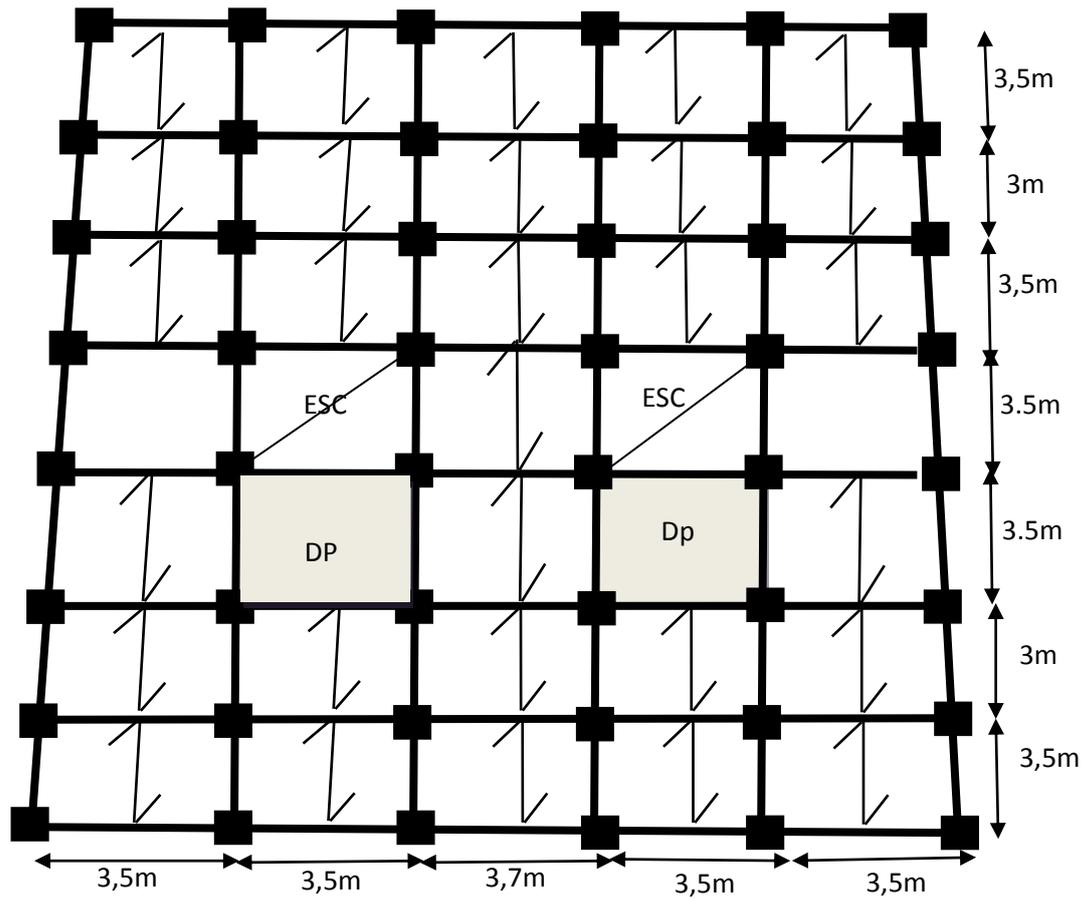
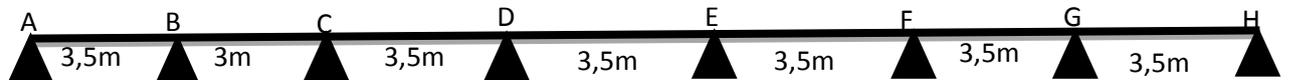


Figure III.1 : disposition des poutrelles

III.2.1.2. Les différents types de poutrelles :

- Type 1 :



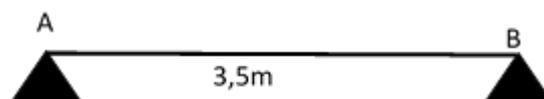
- Type 2 :



- Type 3 :



- Type 4 :



III.2.1.3. Charges et surcharges revenant aux poutrelles :

- A l'ELU : $P_u = l_0 * (1.35 * G + 1.5 * Q)$
- A l'ELS : $P_s = l_0 * (G + Q)$

Type de plancher	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	l ₀ (m)	q _u (KN/ml)	q _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	5.75	1	0.65	6.02	4.387
Etage courant	5.23	1.5	0.65	6.051	4.374
RDC (commercial)	5.23	1.5	0.65	6.051	4.374

Tableau III.1 : Charges et surcharges revenant aux poutrelles

III.2.1.4. Calcul des sollicitations :

• **Exemple illustratif :**

Pour le calcul on exposera un exemple pour illustrer la méthode forfaitaire :

le type (2) du plancher courant et les autres types seront résumés dans les tableaux (*Tableau III.2* et *Tableau III.3*)

❖ **Type (2) : étage à usage d'habitation :**

• **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaires (BA.E. L 91 artB6.2.21).**

- Plancher à surcharge modérée ($Q \leq \min(2G, 5\text{KN/m}^2)$)
 $Q = 1.5\text{KN/m}^2 \leq \min(10.46, 5\text{KN/m}^2)$ condition vérifiée.
- e rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq l_i/l_{i+1} \leq 1.25$.
 $0.8 \leq 3.5/3 = 1.16 \leq 1.25$ Condition vérifiée.
- le moment d'inertie constant sur toutes les travées..... Condition vérifiée.
- Fissuration peu nuisible (F.P. N)condition vérifiée.

Note : Après la vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire sur les différents types de poutrelles, on remarque que tous les types seront calculés par la méthode forfaitaire.

- ✓ $P_u = 9.31 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $P_s = 6.73 \text{ KN/m}^2$
- ✓ $q_u = 6.051 \text{ KN/ml}$
- ✓ $q_s = 4.374 \text{ KN/ml}$

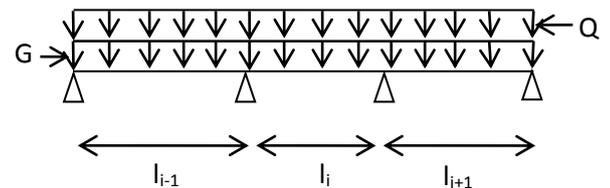


Figure III.2 : Schéma statique d'une Poutre

$$\alpha = \frac{Q}{G + Q} = 0.22 \Rightarrow \begin{cases} 1 + 0.3\alpha = 1.066 \\ 1.2 + 0.3\alpha = 1.266 \end{cases}$$

▪ **Moments aux appuis :**

✓ **Appuis de rives :**

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

$$\begin{cases} M_0^U = \frac{6.051 \cdot 3.5^2}{8} = 9.26 \text{ KN} \\ M_0^S = \frac{4.374 \cdot 3.5^2}{8} = 6.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

ELU: $M_A^U = M_C^U = -1.39 \text{ KN.m}$

ELS: $M_A^S = M_C^S = -1.003 \text{ KN.m}$

✓ **Appuis intermédiaires :**

ELU: $M_B^U = M_C^U = -0.5M_0^U = -4.63 \text{ KN.m}$

ELS: $M_B^S = M_C^S = -0.5M_0^S = -3.35 \text{ KN.m}$

▪ **Moments en travées :**

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

1) $M_t + \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right) \geq [\max(1 + 0.3\alpha, 1.05)] M_0$

M_g : Moment de l'appui gauche de la travée

M_d : Moment de l'appui droit de la travée

M_0 : Moment isostatique de la travée

$$2) \begin{cases} M_t \geq + \left(\frac{1.2 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \dots \dots \dots \text{(travée de rive)} \\ M_t \geq + \left(\frac{1 + 0.3\alpha}{2}\right) M_0 \dots \dots \dots \text{(travée intermédiaire)} \end{cases}$$

Travée(AB) : **L=3.5m**

ELU $M_0^U = \frac{6.051 \cdot 3.5^2}{8} = 9.26 \text{ KN}.$

ELS $M_0^S = \frac{4.374 \cdot 3.5^2}{8} = 6.69 \text{ KN.m}$

$$\textcircled{1} M_{AB} \geq 1.066 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right)$$

$$\underline{\text{ELU}} \quad M_{AB}^U \geq 1.066 (9.26) - \left(\frac{0+4.63}{2}\right) \Rightarrow M_{AB}^U \geq \mathbf{7.55 \text{ KN.m}}$$

$$\underline{\text{ELS}} \quad M_{AB}^S \geq 1.066 (6.69) - \left(\frac{0+3.35}{2}\right) \Rightarrow M_{AB}^S \geq \mathbf{5.46 \text{ KN.m}}$$

$\textcircled{2}$ (AB) travée de rive :

$$\underline{\text{ELU}} \quad M_{AB}^U \geq \left(\frac{1.266}{2}\right) * 9.26 \Rightarrow M_{AB}^U \geq \mathbf{5.86 \text{ KN.m}}$$

$$\underline{\text{ELS}} \quad M_{AB}^S \geq \left(\frac{1.266}{2}\right) * 6.69 \Rightarrow M_{AB}^S \geq \mathbf{4.24 \text{ KN.m}}$$

de $\textcircled{1}$ et $\textcircled{2}$

$$\Rightarrow M_{AB}^U \geq \mathbf{7.55 \text{ KN.m}}$$

$$M_{AB}^S \geq 5.46 \text{ KN.m}$$

Travée(BC) : L=3m

$$\underline{\text{ELU}} \quad M_0^U = \frac{6.051 * 3^2}{8} = 6.8 \text{ KN.}$$

$$\underline{\text{ELS}} \quad M_0^S = \frac{4.374 * 3^2}{8} = 4.92 \text{ KN.m}$$

$$\textcircled{1} M_{BC} \geq 1.066 M_0 - \left(\frac{M_g + M_d}{2}\right)$$

$$\underline{\text{ELU}} \quad M_{BC}^U \geq 1.066 (6.8) - \left(\frac{4.63+4.63}{2}\right) \Rightarrow M_{BC}^U \geq \mathbf{2.62 \text{ KN.m}}$$

$$\underline{\text{ELS}} \quad M_{BC}^S \geq 1.066 (6.69) - \left(\frac{3.35+3.35}{2}\right) \Rightarrow M_{BC}^S \geq \mathbf{1.89 \text{ KN.m}}$$

$\textcircled{2}$ (BC) travée intermédiaire:

$$\underline{\text{ELU}} \quad M_{BC}^U \geq \left(\frac{1.066}{2}\right) * 6.8 \Rightarrow M_{BC}^U \geq \mathbf{3.62 \text{ KN.m}}$$

$$\underline{\text{ELS}} \quad M_{BC}^S \geq \left(\frac{1.066}{2}\right) * 4.92 \Rightarrow M_{BC}^S \geq \mathbf{2.62 \text{ KN.m}}$$

de $\textcircled{1}$ et $\textcircled{2}$

$$\Rightarrow M_{BC}^U \geq \mathbf{3.62 \text{ KN.m}}$$

$$M_{BC}^S \geq 2.62 \text{ KN.m}$$

Travée(CD) : L= 3.5m

$$\underline{\text{ELU}} \quad M_{CD}^U = M_{AB}^U \geq \mathbf{7.55 \text{ KN.m}}$$

ELS $M_{CD}^S = M_{AB}^S \geq 5.46 \text{KN.m}$

▪ **Évaluation de l'effort tranchant :**

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées ce qui veut dire que l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort isostatique, pour tenir compte des moments de continuité, on le majore de :

- ✓ 15% si la poutre à deux travées.
- ✓ 10% si la poutre à plus de deux travées

Travée(AB) L=3.5m

$$V_A = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{6.051 \cdot 3.5}{2} = 10.59 \text{KN}$$

$$V_B = -\frac{q \cdot l}{2} * 1.1 = \frac{-6.051 \cdot 3.5}{2} * 1.1 = -11.65 \text{KN}$$

Travée(BC) L=3m

$$V_B = \frac{q \cdot l}{2} * 1.1 = \frac{6.051 \cdot 3}{2} * 1.1 = 9.98 \text{KN}$$

$$V_C = -\frac{q \cdot l}{2} = \frac{-6.051 \cdot 3}{2} = -9.076 \text{KN}$$

Travée(CD) L=3.5m

$$V_C = \frac{q \cdot l}{2} * 1.1 = \frac{6.051 \cdot 3.5}{2} * 1.1 = 11.65 \text{KN}$$

$$V_D = -\frac{q \cdot l}{2} = \frac{-6.051 \cdot 3.5}{2} = -10.59 \text{KN}$$

Le calcul des sollicitations des différents types de poutrelle à l'ELU et l'ELS est résumé dans le tableau suivant :

▪ **Plancher d'étage courant et RDC :**

Types de poutrelles	Etats limites					
	ELU			ELS		
	$M_{travée}$ KN. M	M_{appui} KN. M	V KN		$M_{travée}$ KN. M	M_{appui} KN. M
Type 1	$M_{AB}=7.57$	$M_A=M_H=-1.39$	Travée (AB)	$V_A=10.591$ $V_B=-11.65$	$M_{AB}=5.472$	$M_A=M_H=-1.003$
	$M_{BC}=3.632$	$M_B=-4.634$	Travée (BC)	$V_B=9.985$ $V_C=-9.078$	$M_{BC}=2.626$	$M_B=-3.35$
	$M_{CD}=6.18$	$M_C=-3.707$	Travée (CD)	$V_C=10.591$ $V_D=-10.591$	$M_{CD}=4.467$	$M_C=-2.68$
	$M_{DE}=6.18$	$M_D=-3.707$	Travée (DE)	$V_D=10.591$ $V_E=-10.591$	$M_{DE}=4.467$	$M_D=-2.68$
	$M_{EF}=6.18$	$M_E=-3.707$	Travée (EF)	$V_E=10.591$ $V_F=-10.591$	$M_{EF}=4.467$	$M_E=-2.68$

	$M_{FG}=3.632$	$M_F=-3.707$	Travée (FG)	$V_F=9.078$ $V_G=-9.985$	$M_{FG}=2.626$	$M_F=-2.68$
	$M_{GH}=7.57$	$M_G=-4.634$	Travée (GH)	$V_G=11.65$ $V_H=-10.59$	$M_{GH}=5.472$	$M_G=-3.35$
Sollicitations (max)	$M_{travée}^{max}=7.57$	$M_{appui}^{max}=-4.634$	11.65	$V^{max} =$	$M_{travée}^{max}=5.472$	$M_{appui}^{max}=-3.35$
Type 2	$M_{AB}=7.57$	$M_A=M_D=-1.39$	Travée (AB)	$V_A=10.591$ $V_B=-11.65$	$M_{AB}=5.472$	$M_A=M_D=-1.003$
	$M_{BC}=3.632$	$M_B=-4.634$	Travée (BC)	$V_B=9.985$ $V_C=-9.985$	$M_{BC}=2.626$	$M_B=-3.35$
	$M_{CD}=7.57$	$M_C=-4.634$	Travée (CD)	$V_C=11.65$ $V_D=-10.591$	$M_{CD}=5.472$	$M_C=-3.35$
Sollicitations (max)	$M_{travée}^{max}=7.57$	$M_{appui}^{max}=-4.634$	11.65	$V^{max} =$	$M_{travée}^{max}=5.472$	$M_{appui}^{max}=-3.35$
Type 3	$M_{AB}=7.107$	$M_A=M_C=-1.39$	Travée (AB)	$V_A=10.591$ $V_B=-12.18$	$M_{AB}=5.138$	$M_A=M_C=-1.003$
	$M_{BC}=4.485$	$M_B=-5.56$	Travée (BC)	$V_B=10.439$ $V_C=-9.078$	$M_{BC}=3.242$	$M_B=-4.019$
Sollicitations (max)	$M_{travée}^{max}=7.107$	$M_{appui}^{max}=-5.56$	12.18	$V^{max} =$	$M_{travée}^{max}=5.138$	$M_{appui}^{max}=-4.019$
Type 4 Sollicitations (max)	$M_{travée}^{max}=9.267$	$M_{appui}^{max}=-1.39$	10.591	$V^{max} =$	$M_{travée}^{max}=6.699$	$M_{appui}^{max}=-1.004$

Tableau III.2 : Sollicitations des poutrelles du plancher étage courant.

▪ Terrasse inaccessible :

<i>Etats limites</i>						
ELU				ELS		
Types de poutrelles	$M_{travée}$ KN. M	M_{appui} KN. M	V KN	$M_{travée}$ KN. M	M_{appui} KN. M	
Type 1	$M_{AB}=7.376$	$M_A=M_H=-1.383$	Travée (AB)	$V_A=10.537$ $V_B=-11.59$	$M_{AB}=5.375$	$M_A=M_H=-1.008$
	$M_{BC}=3.537$	$M_B=-4.61$	Travée (BC)	$V_B=9.934$ $V_C=-9.031$	$M_{BC}=2.578$	$M_B=-3.36$
	$M_{CD}=5.993$	$M_C=-3.688$	Travée (CD)	$V_C=10.537$ $V_D=-10.537$	$M_{CD}=4.367$	$M_C=-2.688$
	$M_{DE}=5.993$	$M_D=-3.688$	Travée (DE)	$V_D=10.537$ $V_E=-10.537$	$M_{DE}=4.367$	$M_D=-2.688$
	$M_{EF}=5.993$	$M_E=-3.688$	Travée (EF)	$V_E=10.537$ $V_F=-10.537$	$M_{EF}=4.367$	$M_E=-2.688$
	$M_{FG}=3.573$	$M_F=-3.688$	Travée (FG)	$V_F=9.031$ $V_G=-9.934$	$M_{FG}=2.578$	$M_F=-2.688$
	$M_{GH}=7.376$	$M_G=-4.61$	Travée (GH)	$V_G=11.59$ $V_H=-10.537$	$M_{GH}=5.375$	$M_G=-3.36$
Sollicitations (max)	$M_{travée}^{max}=7.376$	$M_{appui}^{max}=-4.61$	11.59	$V^{max} =$	$M_{travée}^{max}=5.375$	$M_{appui}^{max}=-3.36$

Type 2	$M_{AB}=7.376$	$M_A=M_D=-1.383$	Travée (AB)	$V_A=10.537$ $V_B=-11.59$	$M_{AB}=5.375$	$M_A=M_D=-1.008$
	$M_{BC}=3.537$	$M_B=-4.61$	Travée (BC)	$V_B=9.934$ $V_C=-9.03$	$M_{BC}=2.578$	$M_B=-3.36$
	$M_{CD}=7.376$	$M_C=-4.61$	Travée (CD)	$V_C=11.59$ $V_D=-10.537$	$M_{CD}=5.375$	$M_C=-3.36$
Sollicitations (max)	$M_{travée}^{max}=7.376$	$M_{appui}^{max}=-4.61$	11.59	$V^{max} =$	$M_{travée}^{max}=5.375$	$M_{appui}^{max}=-3.36$
Type 3	$M_{AB}=6.915$	$M_A=M_C=-1.383$	Travée (AB)	$V_A=10.537$ $V_B=-12.117$	$M_{AB}=5.039$	$M_A=M_C=-1.008$
	$M_{BC}=4.347$	$M_B=-5.532$	Travée (BC)	$V_B=10.386$ $V_C=-9.032$	$M_{BC}=3.168$	$M_B=-4.031$
Sollicitations (max)	$M_{travée}^{max}=6.915$	$M_{appui}^{max}=-5.532$	-12.117	$V^{max} =$	$M_{travée}^{max}=5.039$	$M_{appui}^{max}=-4.031$
Type 4 Sollicitations (max)	$M_{travée}^{max}=9.22$	$M_{appui}^{max}=-1.383$	10.537	$V^{max} =$	$M_{travée}^{max}=6.719$	$M_{appui}^{max}=-1.007$

Tableau III.3 : Sollicitations des poutrelles du plancher (terrasse inaccessible).

III.2.1.5. Ferrailage des poutrelles :

- Les poutrelles se calculent comme une section en « T » en flexion simple.

Désignation	ELU	ELS
Moments en travée (KN.m)	9.267	6.699
Moments aux appuis intermédiaires (KN.m)	-5.56	-4.019
Moments aux appuis de rives (KN.m)	-1.39	-1.003
Effort tranchant (KN)	12.18	

Tableau III.4 : Sollicitations maximales pour le calcul du ferrailage (plancher de service)

- Dimensionnement de la poutrelle :
 - ✓ h_t : hauteur total de la dalle = 20 cm.
 - ✓ h_0 : hauteur de la dalle de compression = 4 cm.
 - ✓ h_{cc} : hauteur du corps creux = 16 cm.
 - ✓ l : entre axe des poutrelles = 65 cm.
 - ✓ $b_0=10$ cm.

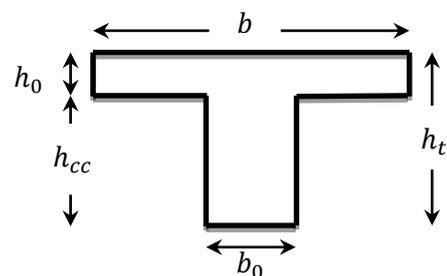


Figure III.3 : Schéma d'une poutrelle

La largeur de la dalle de compression (b) :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}, \frac{L_y^{min}}{10}\right)$$

- ✓ L_x : C'est la distance entre nus des deux poutrelles.

$$L_x = l - b_0 = 0.65 - 0.1 = 0.55 \text{ m.}$$

✓ L_y^{min} : c'est la longueur minimale d'une travée dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$L_y^{min} = 3 - 0.15 = 2.85 \text{ m}$$

$$\frac{b - 10}{2} \leq \min\left(\frac{55}{2}, \frac{285}{10}\right)$$

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

a) Ferrailage en travée :

- Le moment équilibré par table de compression

$$M_{Tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

Avec : $f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} = \frac{0.85 \cdot 25}{1 \cdot 1.5} = 14.2 \text{ MPa}$

$$M_{Tu} = 0.65 \cdot 0.04 \cdot 14.2 \cdot \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right) = 59.07 \text{ KN.m.}$$

$$M_T = 9.267 \text{ KN.m} \leq M_{Tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

⇒ la table de compression n'est pas entièrement comprimée

⇒ l'axe neutre passe par la table de compression.

Donc: la section en (T) sera calculée comme une section rectangulaire ($b \cdot h_t$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_T}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = \frac{9.267 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 0.65 \cdot 0.18^2} = 0.031 < 0.186 \text{ (pivot A)}, \varepsilon_s = 10^\circ \%$$

$$\mu_1 = 0.8 \cdot \alpha_1 \cdot (1 - 0.4\alpha_1), \alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 \varepsilon_1}, \varepsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s \cdot E_s}$$

Pour acier FeE400 ⇒ $\varepsilon_1 = 1.74 \cdot 10^{-3}$, $\alpha_1 = 0.668$, $\mu_1 = 0.3916$.

$\mu_{bu} = 0.031 < \mu_1 = 0.3916 \Rightarrow A' = 0$, pas d'armature comprimée

$$\Rightarrow \varepsilon_1 < \varepsilon_s < 10^\circ \%$$

$$A_T = \frac{M_u}{z \cdot f_{st}}$$

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

- $z = d(1 - 0.4 \alpha)$.

- $\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = \frac{1 - \sqrt{1 - 2(0.031)}}{0.8} = 0.039$

⇒ $z = 0.18(1 - 0.4 \cdot 0.039) = 0.177 \text{ m}$

A.N: $A_T = \frac{9.267 \cdot 10^{-3}}{0.177 \cdot 348} = 1.5 \cdot 10^{-4} \text{ m}^2$

On choisit : 3HA10 ⇒ $A_T = 2.36 \text{ cm}^2$

➤ **Condition non fragilité:** ($A_T \geq A_{min}$)

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

$$f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 0.6 + 0.06(25) = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_T = 2.36 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.23 * 0.65 * 0.18 \frac{2.1}{400} = 1.41 \text{ cm}^2$$

Donc : on ferraille avec A_T

b) Ferrailage en appuis :

b1) Ferrailage de l'appui intermédiaire :

$$M_a^{\text{int}} = -5.56 \text{ KN.m} < 0 \quad \Rightarrow \text{Calcul d'une section } (b_0 * h_t)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_a}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0.121 < 0.186 \text{ (pivot A)}, \varepsilon_s = 10^\circ \%$$

$$\mu_{bu} = 0.121 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimé.}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.161$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.168 \text{ cm}$$

$$A_a^{\text{int}} = \frac{M_a}{z * f_{st}} = 0.95 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{On choisit : 2HA10} \Rightarrow A_a^{\text{int}} = 1.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité:** ($A_T \geq A_{\min}$)

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{int}} = 1.57 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

b2) Ferrailage de l'appui de rive :

$$M_a^{\text{rive}} = -1.39 \text{ KN.m} < 0 \quad \Rightarrow \text{Calcul d'une section } (b_0 * h_t)$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_T}{f_{bu} \cdot b \cdot d^2} = 0.0030 < 0.186 \text{ (pivot A)}, \varepsilon_s = 10^\circ \%$$

$$\mu_{bu} = 0.0046 < \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0, \text{ pas d'armature comprimé.}$$

$$\Rightarrow \varepsilon_l < \varepsilon_s < 10^\circ \%$$

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} = 0.0038$$

$$z = d(1 - 0.4 \alpha) = 0.177 \text{ cm}$$

$$A_a^{\text{rive}} = \frac{M_u}{z * f_{st}} = 0.22 * 10^{-4} \text{ m}^2$$

$$\text{On choisit : 1HA10} \Rightarrow A_a^{\text{rive}} = 0.79 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition non fragilité:** ($A_T \geq A_{\min}$)

$$A_{\min} = 0.23 b_0 d \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.22 \text{ cm}^2$$

$$A_a^{\text{rive}} = 0.79 \text{ cm}^2 \geq A_{\min} = 0.22 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

III.2.1.6. Vérifications :

a) Vérification des contraintes :

$$FPN \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

- ✓ $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ✓ $\bar{\sigma}_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$ (contrainte admissible de l'acier).
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

Calcul de (y) : ($A'_s=0$)

- En travée : $\frac{b_0}{2}y^2 + [15 A + (b - b_0)h_0] y - 15 A d - (b - b_0)\frac{h_0^2}{2} = 0$
- En appui : $\frac{b_0}{2}y^2 + 15 A(y - d)$

Calcul d/e (I) :

- Si l'axe neutre passe par la table : $I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2$.
- Si l'axe neutre passe par la nervure : $I = \frac{by^3}{3} - (b - b_0)\frac{(y-h_0)^3}{3} + 15 A(d - y)^2$.

a1) En travée :

= Position de l'axe neutre : $H = \frac{bh_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0)$

$$\Rightarrow H = \frac{0.65 \cdot 0.04^2}{2} - 15 \cdot 2.36 \cdot 10^{-4} (0.18 - 0.04) = 2.44 \cdot 10^{-5} \text{ m}$$

- $H > 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la table \Rightarrow le calcul se fait pour une section ($b \times h$)

A.N :

$$\frac{10}{2}y^2 + [15 \cdot 2.36 + (65 - 10) \cdot 4] y - [(15 \cdot 2.36 \cdot 18) - (65 - 10)\frac{4^2}{2}] = 0$$

$$\Rightarrow Y = 0.039 \text{ m}$$

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

$$\Rightarrow I = 8.32 \times 10^{-5} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0.006699}{8.32 \times 10^{-5}} \times 0.039 = 3.14 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 3.14 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

a2) En appui :

➤ Appui intermédiaire :

= Position de l'axe neutre : $H = \frac{b_0 h_0^2}{2} - 15 A_T (d - h_0)$

$$\Rightarrow H = \frac{0.1 \cdot 0.04^2}{2} - 15 \cdot 1.57 \cdot 10^{-4} (0.18 - 0.04) = -2.497 \cdot 10^{-4} \text{ m}$$

- $H < 0 \Rightarrow$ l'axe neutre passe par la nervure \Rightarrow le calcul se fait pour une section en

A.N :

$$\frac{0.1}{2} y^2 + 15 \cdot 1.57 \cdot 10^{-4} (y - 0.18)$$

$$\Rightarrow Y = 0.044 \text{ m}$$

$$I = \frac{0.65 \cdot 0.044^3}{3} - (0.65 - 0.1) \frac{(0.044 - 0.04)^3}{3} + 15 \cdot 1.57 \cdot 10^{-4} (0.18 - 0.044)^2.$$

$$\Rightarrow I = 1.039 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{4.019 \times 10^{-3}}{1.039 \times 10^{-4}} \times 0.044 = 1.7 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

➤ **Appui de rive :**

$$Y = 0.044 \text{ m}$$

$$I = 1.039 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{1.003 \times 10^{-3}}{1.039 \times 10^{-4}} \times 0.044 = 0.42 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 0.42 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \cdot d} \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{FPN} \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min \left[0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa} \right] = \min \left[0.2 \frac{25}{1.5}, 5 \text{ MPa} \right] \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$

A.N:

$$\tau_u = \frac{12.18 \times 10^{-3}}{0.1 \cdot 0.18} = 0.676 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$

\Rightarrow Pas risque de rupture par cisaillement.

c) Vérification de l'espacement « S_t » :

On utilise des étriers de ϕ_6 :

$$\Rightarrow A_t = 2\phi_6 \Rightarrow A_t = 0.57 \text{ cm}^2$$

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

$$= S_t \leq \frac{0.8 \cdot f_e \cdot (\sin \alpha + \cos \alpha) \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj} \cdot k)}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = 90^\circ \Rightarrow (\sin \alpha + \cos \alpha) = 1. \\ f_{tj} = f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} \\ k = 1, \text{ car } \begin{cases} \text{F. P. N} \\ \text{Sans reprise de bétonnage.} \end{cases} \end{array} \right. \Rightarrow S_t \leq 396.52 \text{ cm} \dots\dots\dots (2)$$

$$= S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b_0} \Rightarrow S_t \leq 0.57 \text{ cm} \dots\dots\dots (3)$$

⇒ de (1), (2) et (3) on adopte : **S_t = 15 cm**

⇒ On utilise A_t = étrier φ₆ chaque espacement **S_t = 15 cm**

d) Vérification des armatures longitudinale « A_l » vis-à-vis des l'effort tranchant :

➤ **Appui intermédiaire :**

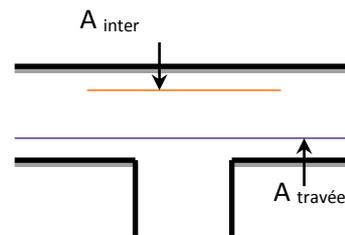
$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * \left(V_u^{\max} + \frac{M_u}{0,9 * d} \right)$$

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

$$A_l = 3.93 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(12.18 * 10^{-3} + \frac{(-5.56 * 10^{-3})}{0.9 * 0,18} \right)$$

$$\Rightarrow A_l = -0.636 \text{ cm}^2 < 0$$

⇒ Aucune vérification à fire au niveau de l'appuis intermédiaire, car, l'effort tranchant est négligeable devant l'effet du moment.



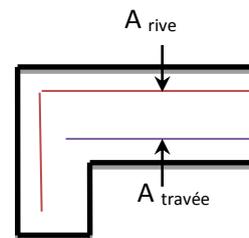
➤ **Appui de rive :**

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} * V_u^{\max}$$

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

$$A_l = 3.15 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} * 12.18 * 10^{-3} = 0.35 \text{ cm}^2$$

⇒ La condition est vérifiée



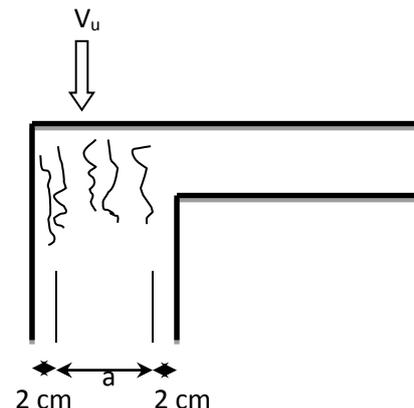
donc: (Pas risque de cisaillement des armatures longitudinale par l'effort tranchant.)

e) Vérification de la bielle :

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_{bc} \leq \frac{0.8 * f_{c28}}{\gamma_b} \\ \sigma_{bc} = \frac{2 * V_u}{a * b_0} \end{array} \right. \Rightarrow V_u \leq 0.267 * a * b_0 * f_{c28}$$

On a : a = min (0.9d, largeur de l'appui-4)

A.N:



$$a = \min(16.2 \text{ cm}, 26 \text{ cm}) \quad b_1 = \frac{b-b_0}{2} = a = 16.2 \text{ cm}$$

$$V_u \leq 0.267 \times 0.162 \times 0.1 \times 25 \times 10^{-3}$$

$$\Rightarrow V_u = 12.18 \text{ KN} \leq 108.135 \text{ KN}$$

Donc : (La bielle est vérifiée).

• **Vérification de la jonction Table – Nervure :**

$$\tau_u^1 = \frac{b_1 \cdot V_u^{\max}}{0.9 \cdot b \cdot d \cdot h_0} \leq \bar{\tau}_u$$

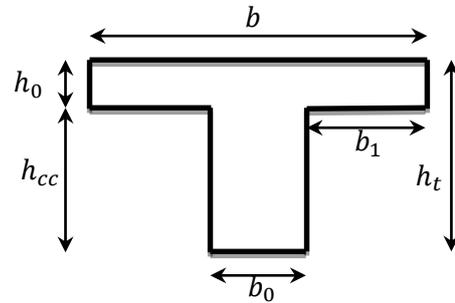
$$b_1 = \frac{b - b_0}{2}$$

A.N :

$$b_1 = \frac{0.65 - 0.1}{2} = 27.5 \text{ cm} .$$

$$\tau_u^1 = \frac{0.275 \cdot 12.18 \cdot 10^{-3}}{0.9 \cdot 0.65 \cdot 0.18 \cdot 0.04} = 0.79 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \tau_u^1 = 1.12 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.34 \text{ MPa}$$



Donc : (Pas risque de cisaillement à la jonction Table – Nervure).

g) **Vérification de la flèche :**

– Si les conditions suivantes sont vérifiées \Rightarrow il n’y a pas lieu de calculer la flèche.

• **1^{er} condition :**

$$\frac{h_t}{L} > \frac{M_t^{\max}}{15M_0}$$

h_t : Hauteur totale du plancher corps creux.

M_t^{\max} : Moment maximale en travée à l’ELS.

M_0 : moment isostatique à l’ELS

$$M_0 = 6.69 \text{ KN. m}$$

A.N :

$$M_0 = 6.69 \text{ KN. m}$$

$$\frac{0.2}{3.5} > \frac{6.699}{15 \cdot 6.699} \Rightarrow 0.057 > 0.066 \quad \text{non vérifiée}$$

• **2^{ème} condition :**

$$\frac{A_t}{b_0 d} \leq \frac{3.6}{f_e}$$

A.N :

$$\frac{2.36 \cdot 10^{-4}}{0.1 \cdot 0.18} \leq \frac{3.6}{400} \Rightarrow 13.11 \cdot 10^{-3} > 9 \cdot 10^{-3} \quad \text{non vérifiée}$$

• **3^{ème} condition :**

$L < 8m$

A.N :

$L = 3.5m < 8m \Rightarrow$ condition vérifiée

= La 1^{er} et la 2^{ème} condition ne sont pas vérifiées \Rightarrow on doit faire vérification de la

$$\text{flèche} \Rightarrow \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

- f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)
- f_{ji} : La flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- f_{pi} : La flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

$j = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}}) = 2.85 + 0.9 = 3.75 \text{ KN/m}^2.$

$g = (G_{\text{plancher}} + G_{\text{cloisons}} + G_{\text{revêtement}}) = 5.23 \text{ KN/m}^2.$

$p = G_{\text{Total}} + Q_{\text{Total}} = 5.23 + 2.5 = 7.73 \text{ KN/m}^2.$

➤ **Evaluation des charges :**

$q_j = 0.65 * 3.75 = 2.43 \text{ KN/ml.}$

$q_g = 0.65 * 5.23 = 3.40 \text{ KN/ml.}$

$q_p = 0.65 * 7.73 = 5.02 \text{ KN/ml.}$

➤ **Propriété de la section :**

$A_s = 2.36 \text{ cm}^2, Y = 3.9 \text{ cm}, I = 8.32 * 10^{-5} \text{ m}^4$

$\rho = \% \text{ d'armature} \Rightarrow \rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{2.36 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.18} = 0.013$

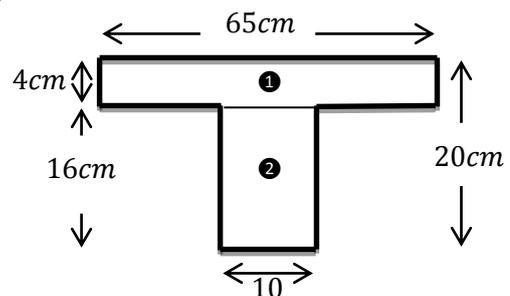
$$V = \frac{\frac{b_0 h^2}{2} + (b - b_0) \frac{h_0^2}{2} + 15 (A d + A' d')}{b_0 h + (b - b_0) h_0 + 15 (A + A')}$$

$$I_0 = b v^3 / 3 + (b_0 (h - v)^3) / 3 - [(b - b_0) (v - h_0)^3] / 3 + 15 A (d - v)^2 + 15 A' (v - d')^2$$

A.N:

$$V = \frac{\frac{10 \times 20^2}{2} + (65 - 10) \frac{4^2}{2} + 15 (2.36 \times 18 + 0)}{10 \times 20 + (65 - 10) 4 + 15 (2.36 + 0)}$$

$\Rightarrow V = 6.75 \text{ cm}$



$$I_0 = 65 \times 6.75^3 / 3 + (10 \times (20 - 6.75)^3) / 3 - [(65 - 10) \times (6.75 - 4)^3] / 3 + 15 \times 2.36 \times (18 - 6.75)^2 + 0$$

$$\Rightarrow I_0 = 1.85 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$E_i = 11000 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164.2 \text{ MPA}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721.4 \text{ MPA}$$

➤ **Evaluation des moments :**

$$M_j = 0.772 \frac{q_j \times l^2}{8} \Rightarrow M_j = 0.772 \frac{2.43 \times 3.5^2}{8} = 2.87 \text{ KN.m}$$

$$M_g = 0.772 \frac{q_g \times l^2}{8} \Rightarrow M_g = 0.772 \frac{3.40 \times 3.5^2}{8} = 4.05 \text{ KN.m}$$

$$M_p = 0.772 \frac{q_p \times l^2}{8} \Rightarrow M_p = 0.772 \frac{5.02 \times 3.5^2}{8} = 5.93 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_j = \frac{15 \times M_j (d - y)}{I_0} \Rightarrow \sigma_j = \frac{15 \times 2.87 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0675)}{1.85 \times 10^{-4}} = 26.18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_g = \frac{15 \times M_g (d - y)}{I_0} \Rightarrow \sigma_g = \frac{15 \times 4.05 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0675)}{1.85 \times 10^{-4}} = 36.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p = \frac{15 \times M_p (d - y)}{I_0} \Rightarrow \sigma_p = \frac{15 \times 5.93 \times 10^{-3} (0.18 - 0.0675)}{1.85 \times 10^{-4}} = 54.09 \text{ MPa}$$

➤ **Calcul des coefficients μ et λ :**

• Si $\mu < 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j + f_{t28}} \right] \Rightarrow \mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 26.18 + 2.1} \right] = -0.06 < 0 \Rightarrow \mu_j = 0$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g + f_{t28}} \right] \Rightarrow \mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 36.94 + 2.1} \right] = 0.086$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p + f_{t28}} \right] \Rightarrow \mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.013 \times 54.09 + 2.1} \right] = 0.252$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} = 3.28 \text{ et } \lambda_v = 0.4 \lambda_i = 1.31$$

➤ **Calcul des moments d'inerties fictives :**

$$I_{ji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 1.85 \times 10^{-4}}{1 + 3.28 \times 0} = 2.03 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{gi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 1.85 \times 10^{-4}}{1 + 3.28 \times 0.086} = 1.58 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{gv} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 1.85 \times 10^{-4}}{1 + 1.31 \times 0.086} = 1.83 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$I_{pi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 1.85 \times 10^{-4}}{1 + 3.28 \times 0.252} = 1.11 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

➤ **Calcul de la flèche :**

$$f_{gv} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{gv}} = \frac{4.05 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 10721.4 \times 1.83 \times 10^{-4}} = 2.53 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_j \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{ji}} = \frac{2.87 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 2.03 \times 10^{-4}} = 0.54 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{pi}} = \frac{5.93 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 1.11 \times 10^{-4}} = 2.03 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \cdot l^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{gi}} = \frac{4.05 \times 10^{-3} \times 3.5^2}{10 \times 32164.2 \times 1.58 \times 10^{-4}} = 0.97 \text{ mm}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 3.05 \text{ mm}$$

$$f_{admissible} = \frac{l}{500} = \frac{3500}{500} = 7 \text{ mm}$$

$\Delta f = 3.05 \text{ mm} < f_{admissible} = 7 \text{ mm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

Ferrailage de plancher étage courant et terrasse		
En travée	En appui intermédiaire	En appui de rive

Tableau III.5 : Schéma de ferrailage des poutrelles de plancher d'étage courant et terrasse

III.2.2. Dalle de compression :

Selon le BAEL 91 (B.6.8.423) la dalle de compression sera armée par un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

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

On utilise un treillis à soudé ronds lisse f_{e235} .

➤ **Les armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

Selon CBA 93

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

➤ **Les armatures parallèles aux poutrelles :**

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

On choisit :

- $5\phi 6/ml = 1.41 \text{ cm}^2/ml \perp$ aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 20\text{cm} \leq 20\text{cm}$
- $4\phi 6/ml = 1.13 \text{ cm}^2/ml \parallel$ aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 25\text{cm} < 30\text{cm}$

Donc on choisit un treillis à soudé : TS $\phi 6$ 150× 150

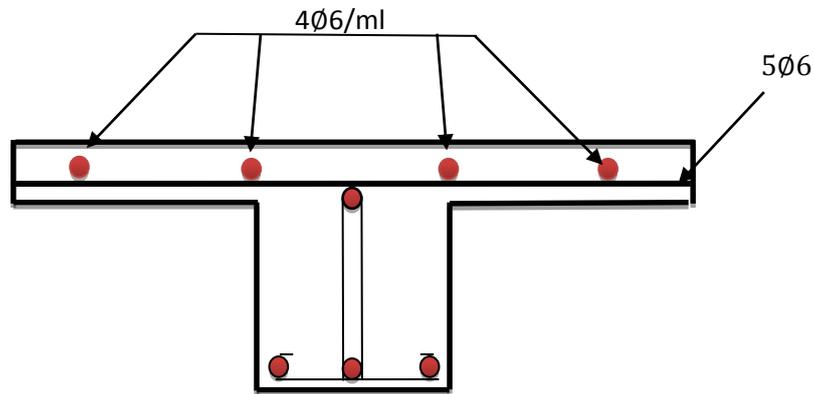


Figure III.4 : Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.3. Etude de la dalle pleine :

Pour cette structure on a deux types de dalles pleines :

- ✓ Dalle sur trois appuis. Dalle sur quatre appuis.

l_x : La plus petite dimension du panneau entre nus d'appuis.

l_y : La plus grande dimension du panneau entre nus d'appuis.

$$\rho = \frac{l_x}{l_y}$$

Si : $\rho \leq 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant un seul sens (flexion principale suivant l_x).

Si : $\rho > 0.4 \Rightarrow$ la dalle travaille suivant les deux sens : (l_x, l_y)

III.3.1. Dalle sur trois appuis :

Evaluation des charges :

$$G = 4,48 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3,5 \text{ KN / m}^2$$

$$P_u = 11,298 \text{ KN/ m}^2 \quad p_s = 7,98 \text{ KN/m}$$

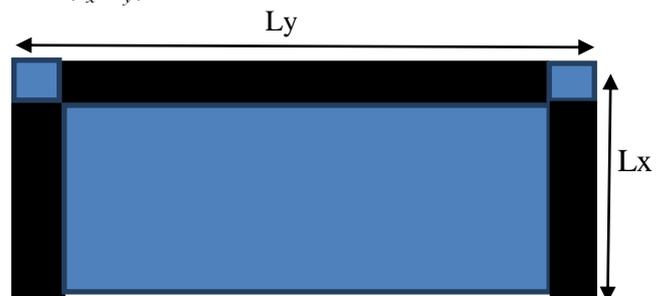


Figure III.5 : Panneau de dalle sur 3 appuis

Calcul des sollicitations :

$$L_x = 1,35\text{m} \quad L_y = 3,4\text{m}$$

$$L_x = 1,35\text{m} < (L_y)/2 = 3,4\text{m}/2 = 1,7\text{m}$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_y = \frac{11,298 \times 1,35^3}{6} = 4,63\text{KN/m} \\ M_x = \frac{11,298 \times 1,35^2 \times 3,4}{2} - \frac{2 \times 11,298 \times 1,35^3}{3} = 16,47\text{KN/m} \end{cases}$$

Moments en travées :

$$M'_x = 0,75M_0^x = 0,75 \times 16,47 = 12,36\text{KN.m}$$

$$M'_y = 0,75M_0^y = 0,75 \times 4,63 = 3,4725\text{KN.m}$$

Moments aux appuis

$$M_x^a = M_y^a = -0,5M_0^x = -0,5 \times 12,36 = -6,18\text{KN.m}$$

Le Ferrailage :

Le ferrailage est mené à la flexion simple pour une bonde de largeur $b = 1\text{m}$ et d'épaisseur

$$e = 12\text{cm} ; b = 100\text{cm} ; d = 9\text{cm} ; f_{c28} = 25\text{MPa} ; F_e = 400\text{MPa} ; \text{FPN.}$$

Le diamètre des barres utilisées doit être : $\emptyset \leq \frac{e}{10} = 12 \text{ mm}$

En travée :

Sens x-x :

$$M'_x = 12,36\text{KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{M'_x}{b \times d_x^2 \times f_{bu}} = \frac{12,36 \times 10^{-3}}{1 \times (0,09)^2 \times 14,2} = 0,107 < \mu_l = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,142$$

$$Z = d(1 - 0,4 \times \alpha) = 8,49\text{cm}$$

$$A_s = \frac{12,36 \times 10^{-3}}{0,0849 \times 348} = 4,183\text{cm}^2 / \text{ml}$$

Condition de non fragilité :

On a l'épaisseur $e = 12\text{cm}$

$$A_{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,96\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$A_x^{\min} = 0,96\text{cm}^2 / \text{ml} < A_s = 4,183\text{cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{condition vérifiée}$$

On opte pour : 6HA10 = 4,71cm² / ml

Vérification de l'espacement (s_t)

$$s_t \leq \text{Min} (2 \times e ; 25 \text{ cm}) = \text{min} (24 ; 25) = 15\text{cm}$$

Sens y-y :

$$M_y^t = 3,4727\text{KN.m}$$

$$12,36 \rightarrow 4,183 \quad A_t^y = \frac{12,36 \times 4,183}{12,36} = 1,175\text{cm}^2 / \text{ml}$$

$$3,4727 \rightarrow A_t^y$$

Condition de non fragilité :

$$A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times e = 0,96\text{cm}^2 / \text{ml} < A_x^t = 1,175\text{cm}^2 / \text{ml} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

On opte pour 3HA8 = 1,51 cm²/ml

$$s_t \leq \text{Min} (2 \times e ; 25 \text{ cm}) = \text{min} (24 ; 25) = 20\text{cm}$$

Commentaire : St = 100/3=33cm > 20 cm la condition n'est pas vérifiée on argumente le nombre de barre

En prend 5HA8= 2,51 cm²/ml

Aux appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -6,18\text{KN.m}$$

$$12,36 \rightarrow 4,183$$

$$6,18 \rightarrow A_a$$

$$A_a = \frac{6,18 \times 4,183}{12,36} = 2,0915\text{cm}^2 / \text{ml} \quad \text{On opte pour 5HA10} = 2,51\text{cm}^2/\text{ml}$$

Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

1 ^{er} type	Sens	M (KN.m)	A _{calcul} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adoptée} (cm ² /ml)	St (cm)
En travée	x-x	12,36	4,183	0,96	6HA10=4,71	15
	y-y	4,63	1,175	0,96	5HA8=2,51	20
En appui	x-x	6,18	2,0915	0,96	5HA8=2,51	20
	y-y					

Tableau III.6 : Résultats de ferrailage de 1^{eme} type de dalle

Vérification :

❖ **A'ELU :**

$$V_u^x = \frac{P_u \times L_x}{2} \times \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \qquad V_u = 7,435 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.435 \times 10^{-3}}{1 \times 0.09} = 0.0826 \text{MPa}$$

$$\bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.17 \text{MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}$condition vérifiée.

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires

❖ **A'ELS :**

$$p_s = 7,98 \text{KN / ml} \quad l_x = 1.35 \text{m} \leq \frac{l_y}{2} = 1.70 \text{m}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} M_y = \frac{P \times l_x^3}{6} \\ M_x = \frac{q \times l_x^2 \times l_y}{2} - \frac{2 \times P \times l_x^3}{3} \end{array} \right. \qquad \left\{ \begin{array}{l} M_y = \frac{7,98 \times 1,35^3}{6} = 3,27 \text{KN/m} \\ M_x = \frac{7,98 \times 1,35^2 \times 3,4}{2} - \frac{2 \times 7,98 \times 1,35^3}{3} = 11,635 \text{KN/m} \end{array} \right.$$

Calcul des moments réel :

En travées :

$$M_x^t = 0.75 M_0^x = 0.75 \times 11,635 = 8,73 \text{KN.m}$$

$$M_y^t = 0.75 M_0^y = 0.75 \times 3,27 = 2,4525 \text{KN.m}$$

En appuis :

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 M_0^x = -0.5 \times 11,635 = -5,8175 \text{KN.m}$$

Evaluation la Terrasse :

Elu

G = 4,48kn/m **Q** = 1kn/m

q_u = 7,548 kn/m **q_s** = 5,48 kn/m

Sens	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} cm ² /ml	A _{ad} cm ² /ml	A _{min} cm ² /ml	St cm
x-x	En travée	8,25	2,73	3,93	0,96	20
	En appuis	5,5	1,8	2,51	0,96	20
y-y	En travée	2,3175	0,749	2,51	0,96	20

Tableau III.7: calcul des sections de Ferrailage

Vérification le cisaillement :

$V_u = 4,99 \text{ KN}$

$\text{KN} \rightarrow \tau_u = 0,05544 \text{ Mpa} < 1,17 \text{ Mpa} \dots\dots\dots\text{vérifié}$

La vérification de la contrainte dans le béton :

$$\begin{cases} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b \\ \sigma_s = \frac{15M_{ser}}{I} (d - y) \leq \bar{\sigma}_s \end{cases}$$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contraine admissible du béton).
- ✓ $\bar{\sigma}_s$: (contrainte admissible de l'acier)
- ✓ $F.N: \bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} fe, 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right] = 201,64 \text{ MPa}$, avec $\eta = 1,6$ acier HA
- ✓ M_{ser} : moment max à l'ELS.
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

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

$\frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0$, on aura "y".

Els pour la terrasse

Le sens	M (kn.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{adm} (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x-x	5,99	2,	299	5,44	15	188,	201,
		72	5,681			36	
y-y	1,68	2,	209	1,80	15	81,1	201,
		25	5,11			8	
Appuis	3,99	2,	209	4,24	15	193,	201,
		5	5,11			06	

Tableau III.8 : contrainte dans le béton sur trois appuis (terrasse)

Pour les étages courants

Le sens	M(KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ_{bc} (Mpa)	σ_{ad} (Mpa)	σ_s (Mpa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)
x-x	8,73	2,928	3441,543	7,4273	15	154,9	201,64
y-y	2,45	2,25	2095,11	2,63	15	118,40	201,64
appuis	5,82	2,25	2095,11	6,25	15	281,26	201,64

Tableau III.9 : Vérification des contraintes (étage courant)

Dans les appuis on a

$$\sigma_s = 281,26 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa} \dots\dots\dots\text{Non vérifié}$$

Donc : il faut recalculer la section d'armature à l'ELS.

$$\left\{ \begin{array}{l} \beta = 5 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.378 \\ A_t = 3,896 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \Rightarrow \text{choix: } A_t = 5HA 10/\text{ml} = 3,93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

St < min (2 e, 25 cm), Alors St =20 cm.

Calculs	Vérifications
$y = 0.0272 \text{ m}$	$\sigma_b = 5,284 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
$I = 0,29956 * 10^{-4} \text{ m}^4$	
$\sigma_b = 5,284 \text{ MPa}$	

Tableau III.10 : Revérification des contraintes en appuis

Etat limite de déformation :

➤ Vérification la flèche

$$e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 * M_0^x} \right) L_x \right] \qquad A_t^x \leq \frac{2 * b * d_x}{f_e}$$

• La terrasse

x-x

$$1) e = 0.12 \geq \max \left[\frac{5,99}{20 \times 7,986}, \frac{3}{80} \right] 1,35 = 0.05 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$3,93 < 4,5 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

y-y

$$1) e = 0.12 \geq \max \left[\frac{1,68}{20 \times 2,24}, \frac{3}{80} \right] 3,4 = 0,1275 \dots\dots\dots \text{non vérifié}$$

Les 2 conditions et vérifiée donc le calcul de la flèche n'pas recommandé selon (x-x)

$$\text{On a : } \begin{cases} \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \\ f_{admissible} = \begin{cases} \frac{l}{500}, l \leq 5m. \\ 0.5 \text{ cm} + \frac{l}{1000}, l > 5m. \end{cases} \\ \Delta f \leq f_{admissible} \end{cases}$$

f_{gv} et f_{gi} : les flèches différées et instantanées respectivement dues à l'ensemble des charges permanentes totales (poids propre + revêtement + cloisons)

- ✓ f_{ji} la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (poids propre + cloisons).
- ✓ f_{pi} la flèche instantanée due aux charges totales (G+Q).
- ✓ j : la charge permanente au moment de la mise des cloisons.
- ✓ g : la charge permanente après la mise des cloisons.
- ✓ p : la somme des charges permanentes et charges d'exploitation

Sens y-y pour la terrasse

$$j = (G_{plancher}) = 3 \text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48 \text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 1 = 5,48 \text{ KN/m}^2.$$

❖ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 3,4 * 3 = 13,77 \text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 3,4 * 4.48 = 15,232 \text{ KN/ml.}$$

$$q_p = 3,4 * 5,48 = 18,632 \text{ KN/ml.}$$

$$\begin{cases} M_j = 4,23 \text{ KN.m} \\ M_g = 4,89 \text{ KN.m} \\ M_p = 5,73 \text{ KN.m} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,0022 \\ \lambda_i = 9,4 \\ \lambda_v = 3,76 \end{array} \right. \begin{cases} Y(m) = 0,06149 \\ I(m^4) = 4,8961 \times 10^{-4} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \sigma_j = 9,70 \text{ Mpa} \\ \sigma_g = 10,71 \text{ Mpa} \\ \sigma_p = 25,79 \text{ Mpa} \end{cases} \left\{ \begin{array}{l} E_i = 32164.20 \text{ MPA} \\ E_v = 10721.4 \text{ MPA} \end{array} \right. \begin{cases} f_{gv} (mm) = 3,07 \\ f_{ji} (mm) = 0,69 \\ f_{pi} (mm) = 1,84 \\ f_{gi} (mm) = 1,02 \end{cases}$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 3,2\text{mm} < f_{admissible} = 6,8\text{mm}$$

Selon x-x pour les étages courant :

$$j = (G_{plancher}) = 3\text{ KN/m}^2.$$

$$g = (G_{plancher} + G_{revettement}) = 4.48\text{ KN/m}^2.$$

$$p = G_{Total} + Q_{Total} = 4.48 + 3,5 = 7.98\text{ KN/m}^2.$$

❖ **Evaluation des charges :**

$$q_j = 1,35 * 3 = 4,05\text{ KN/ml.}$$

$$q_g = 1,35 * 4.48 = 6,048\text{KN/ml.}$$

$$q_p = 1,35 * 7.98 = 10,773\text{ KN/ml.}$$

❖ **Evaluation des moments :**

$$\left\{ \begin{array}{l} M_j = 4,428\text{KN.m} \\ M_g = 4,89\text{KN.m} \\ M_p = 11,77\text{KN.m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,00523 \\ \lambda_i = 4,01 \\ \lambda_v = 1,606 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Y(m) = 0,06129 \\ I(m^4) = 1,94653125 \times 10^{-4} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_j = 9,70\text{ Mpa} \\ \sigma_g = 10,71\text{Mpa} \\ \sigma_p = 25,79\text{ Mpa} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} E_i = 32164.20\text{ MPA} \\ E_v = 10721.4\text{ MPA} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} f_{gv}(\text{mm}) = 0,499 \\ f_{ji}(\text{mm}) = 0,1506 \\ f_{pi}(\text{mm}) = 0,4 \\ f_{gi}(\text{mm}) = 0,1663 \end{array} \right.$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 0,58\text{mm} < f_{admissible} = 2,7\text{mm}$$

Vérification de la flèche selon y-y

$$\left\{ \begin{array}{l} M_j = 3,13\text{KN.m} \\ M_g = 4,685\text{KN.m} \\ M_p = 8,3443\text{KN.m} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,0061 \\ \lambda_i = 7,543 \\ \lambda_v = 3,01 \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} Y(m) = 0,06149 \\ I(m^4) = 4,9 \times 10^{-4} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_j = 2,86\text{ Mpa} \\ \sigma_g = 4,25\text{Mpa} \\ \sigma_p = 7,63\text{ Mpa} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} E_i = 32164.20\text{ MPA} \\ E_v = 10721.4\text{ MPA} \end{array} \right\} \left\{ \begin{array}{l} f_{gv}(\text{mm}) = 3,093 \\ f_{ji}(\text{mm}) = 0,694 \\ f_{pi}(\text{mm}) = 1,85 \\ f_{gi}(\text{mm}) = 1,03 \end{array} \right.$$

$$\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

$$\Delta f = 3,2\text{mm} < f_{admissible} = 6,8\text{mm}$$

• Schéma de ferrailage

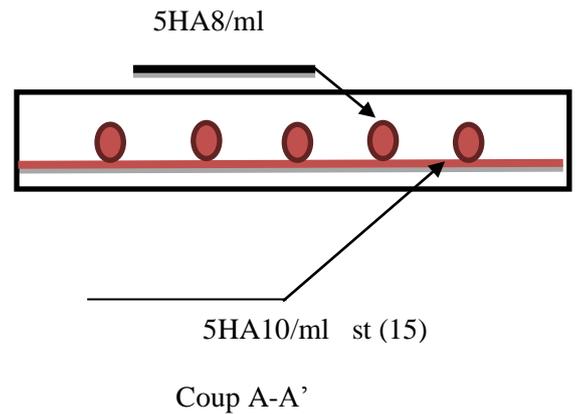
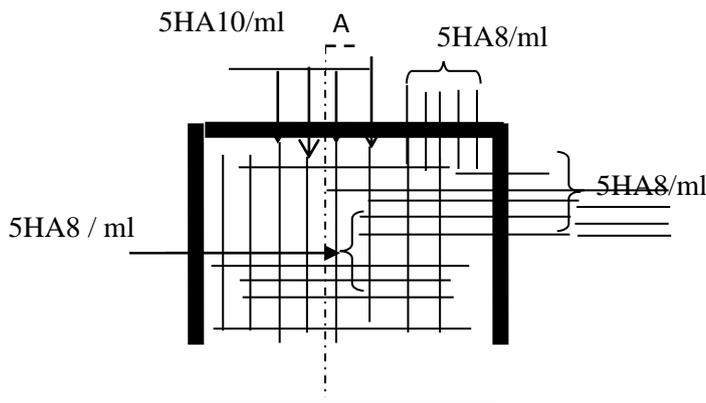


Figure III.6 : Schéma du ferrailage de dalle sur trois appuis

III.3.2. Dalle sur 04 appuis :

Dalle sur 4 appuis (ASC), d'épaisseur 12 cm. Elle représente le panneau le plus sollicité au niveau des planchers RDC.

$G = 4.48 \text{ KN/m}^2, Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$.

Charges sur la dalle :

- ELU : $q_u = 1.35 G + 1.5 Q. \quad q_u = 8,298 \text{ KN/ml} = 3.2$
- ELS : $q_s = G + Q. \quad q_s = 5,98 \text{ KN/ml} = 0 \text{ m}$
- $L_x = 3,2 \text{ m}$.
- $L_y = 3,2 \text{ m}$.

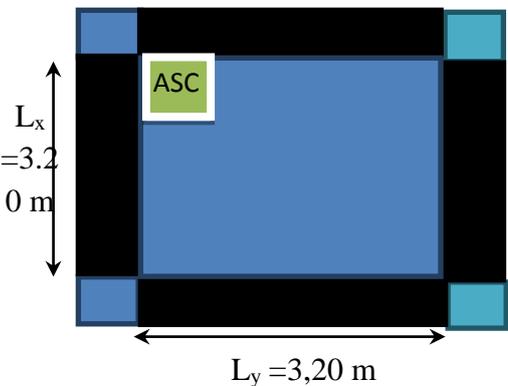


Figure III.7 : Dalle sur 4 appuis

Les moments :

On a : $\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4$.

Alors, la dalle travaille dans les deux sens (|| L_x) et (|| L_y).

$$\begin{cases} M_0^x = \mu_x q l_x^2 \\ M_0^y = \mu_y M_0^x \end{cases}$$

μ_x, μ_y ?

ELU $\begin{cases} \rho = 1 \\ v = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

ELS $\begin{cases} \rho = 1 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0441 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$

ELU $\begin{cases} M_0^x = 3,12 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 3,12 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad \text{ELS} \begin{cases} M_0^x = 2,7 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 2,7 \text{ KN.m} \end{cases}$

▪ En travée :

$$\text{panneau de intermédiaire} \begin{cases} M_t^x = 0,75 * M_0^x \\ M_t^y = 0,75 * M_0^y \end{cases}$$

$$ELU \begin{cases} M_t^x = 2,34 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2,34 \text{ KN.m} \end{cases} ; \quad ELS \begin{cases} M_t^x = 2,025 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 2,025 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Appuis intermédiaires :

$$ELU : M_a^x = M_a^y = -1,56 \text{ KN.m}$$

$$ELS : M_a^x = M_a^y = -1,35 \text{ KN.m}$$

✓ Effort tranchant :

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 1 > 0.4. \text{ Donc, } V_u = \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_x^4 + l_y^4} \Rightarrow V_u = 6,64 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b*d} = 0.0664 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = 0.18 \text{ MPa} \rightarrow \text{Les } A_t \text{ ne sont pas nécessaires.}$$

Calcul des armatures :

Il se fait à la flexion simple pour une bande de $(1 * e) m^2$

$$\mu_{bu} = \frac{M_u^t}{b*d^2*f_{bu}} = 0,016 \text{ Mpa}$$

$$\mu_{bu} < \mu_l = 0,39 \rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,020$$

$$z = d (1 - 0,4\alpha) = 0,099$$

$$A_x = \frac{M_u^t}{z*f_{st}} = 0,68 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,96 \text{ m}^2 > A_t \rightarrow \text{On va ferraillez avec } A_{\min} \rightarrow A_x = A_y = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

En appuis

$$\mu_{bu} = 0,00823 \text{ Mpa} \quad \alpha = 0,0103 \quad Z = 0,099 \text{ m} \quad A_x^a = A_y^a = \frac{M_u^a}{z*f_{st}} = 0,45 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,96 \text{ m}^2 > A_a$$

$$\text{En vas ferraillez avec } A_{\min} \rightarrow A = 4\text{HA8} = 2,01 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$S_t \leq \min[3e, 33 \text{ cm}] = 33 \text{ cm} \Rightarrow S_t = 25 \text{ cm}$$

La terrasse inaccessible :

$G = 4,48 \text{ KN/m}$

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

$q_u = 7,548 \text{ KN/ml}$

$q_s = 5,48 \text{ KN/ml}$

Sens	Localisation	M (KN.m)	A _{cal} cm ⁴ /ml	A _{min} (cm ² /ml)	A _{ad} (cm ² /ml)	St (cm)
x-x	En travée	2,133	0,61	0,96	2,01	30
	En appuis	1,422	0,41	0,96	2,01	30
y-y	En travée	2,133	0,61	0,96	2,01	30

Tableau III.11 : Résultats de ferrailage de la dalle sur quatre appuis (terrasse)

Vérification des contraintes :

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b$$

- ✓ $\bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ (contrainte admissible du béton).
- ✓ y : position de l'axe neutre.
- ✓ I : moment d'inertie de la section homogénéisée par rapport à l'axe neutre.

$$I = \frac{by^3}{3} + 15 A(d - y)^2. \quad \frac{b}{2}y^2 + 15 A y - 15 A d = 0, \text{ on aura "y"}$$

Les Etages courants (1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8).

Le sens	M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)* 10 ⁻⁵	$\sigma_{bc} \text{ Mpa}$	$\sigma_{adm} \text{ Mpa}$	Remarque
x-x	2,025	0,0217	2,18907	2,007	15	Vérifié
y-y	2,025	0,0217	2,18907	2,007	15	Vérifié
Appuis	1,35	0,0217	2,18907	1,338	15	Vérifié

Tableau III.12 : contrainte dans le béton sur quatre appuis (étage courant)

La terrasse inaccessible

Le sens	M (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)*10 ⁻⁵	$\sigma_{bc} \text{ Mpa}$	$\sigma_{adm} \text{ Mpa}$	Remarque
x-x	1,856	0,0191	1,71356	2,25	15	vérifié
y-y	1,856	0,0191	1,71356	2,25	15	vérifié
appuis	1,23	0,0191	1,71356	1,5	15	vérifié

Tableau III.13 : contrainte dans le béton sur quatre appuis (terrasse)

Etat limite de déformation :

- ✓ Vérification de la flèche (L_x) et (L_y)

$$e \geq \max \left[\left(\frac{3}{80}, \frac{M_t^x}{20 \cdot M_0^x} \right) L_x \right]$$

$$A_t^x \leq \frac{2 \cdot b \cdot d_x}{f_e}$$

$$e = 12 \text{ cm} \geq \max[(0,0375 L_x, 0,0375 L_x)] = 12 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

$$A_t^x = 2,04 \text{ cm}^2 < 5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifié}$$

Les deux conditions sont vérifiées

Schéma de ferrailage

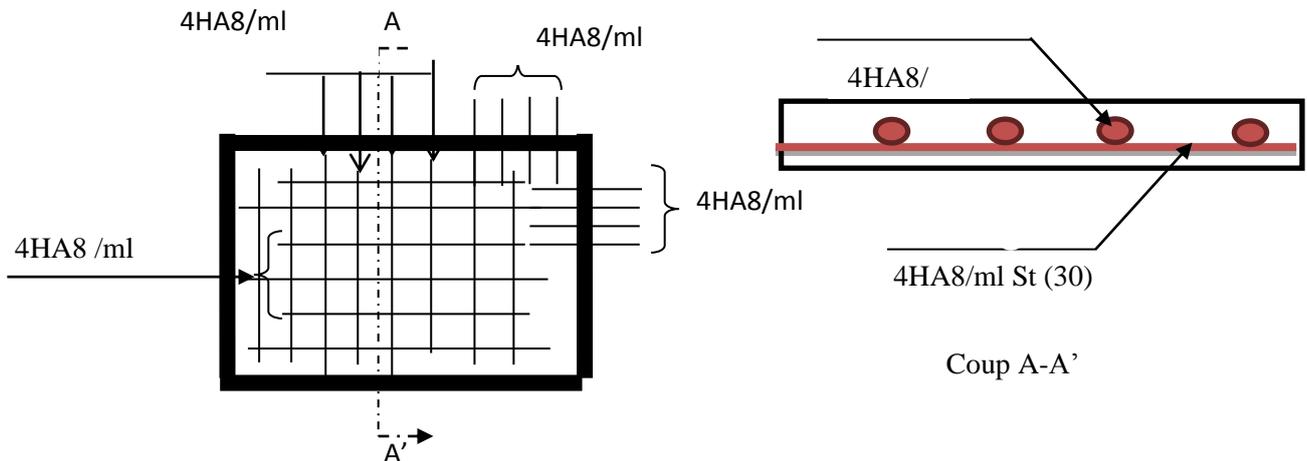


Figure III.8 : schéma de ferrailage de la dalle au niveau de la cage d'ascenseur

III.4. Etude des escaliers :

L'escalier est une succession de marches permettant le passage à un niveau à un autre. L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant.

III.4.1. Escalier d'étage courant (Balancé) :

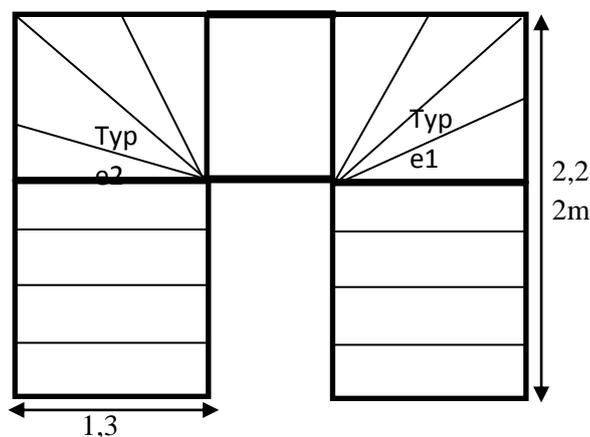


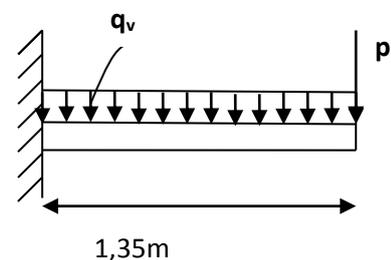
Figure III.9 : vue en plane d'escalier balancé

III.4.1.1. Etude de la console :

- Evaluation des charges et surcharges :

Poids propre de garde-corps :

$$P=20 \times 0.1 \times 1 = 2KN$$



$$q_u = 1.35 \times 2 = 2.7 \text{ KN}$$

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

$$q_u = 1.35 \times 4.73 + 1.5 \times 2.5 = 10.14 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = 4.73 + 2.5 = 7.23 \text{ KN/m}^2$$

- Calcul des moments :

$$\text{L'ELU : } M_u^{\text{max}} = -P_u \times L - \left(q_u \times \frac{L^2}{2} \right) = -2.7 \times 1.27 - \left(10.14 \times \frac{1.27^2}{2} \right) = -11.6 \text{ KN.m}$$

$$V_u^{\text{max}} = P_u + (q_u \times L) = 2.7 + (10.14 \times 1.27) = 15.58 \text{ KN}$$

$$\text{L'ELS : } M_s^{\text{max}} = -P_s \times L - (q_s \times \frac{L^2}{2}) = -2 \times 1.27 - (7.23 \times \frac{1.27^2}{2}) = -8.37 \text{ KN.m}$$

- Le ferrailage :

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \quad \mu_{bu} = 0.067 \quad \text{et} \quad \alpha = 0.087 \quad \Rightarrow \quad Z = 10.61 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = \frac{11.6 \times 10^{-3}}{10.61 \times 10^{-2} \times 348} = 3.14 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

Espacement : Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{3.93}{3} = 1.31 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2$$

Espacement : Soit $S_t = 33 \text{ cm}$

a) Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.11 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$$

$$A = 2.51 \text{ cm}^2 > A_{\text{min}} = 1.33 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 5 \text{ MPa}] = 3.25 \text{ Mpa} \quad \text{Pour FN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{15.58 \times 10^{-3}}{1 \times 0.11} = 0.14 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.14 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$$

\Rightarrow Pas de risque de rupture par cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

- Vérification des contraintes dans le béton :

$$FPN \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

On a : $y = 0.030m$ et $I = 4.67 \times 10^{-5}m^4$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 5.48 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{MPa} \dots\dots \text{vérifiée}$$

Commentaire : Il faut recalculer à l'ELS

- Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right) l \right] \\ A_t \leq \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{f_e} \\ l \leq 8m. \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.15 \geq \max[0.0718] \\ 3.96 \times 10^{-4} \leq 1.36 \times 10^{-3} \\ 1.15 \leq 8m. \end{array} \right. \Rightarrow \text{Vérifiée}$$

\Rightarrow La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

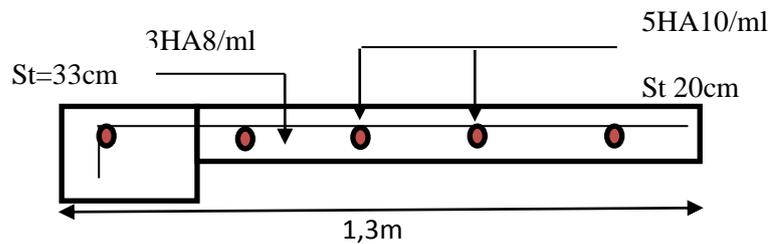


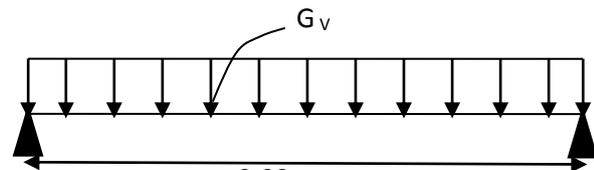
Figure III.10 : schéma de ferrailage de la console

III.4.1.2 Etude de la volée type 1 et 2 :

$G = 7.8 \text{ KN/m}^2$

- A l'ELU :

$$q_u^v = 1.35 \times 7.8 + 1.5 \times 2.5 = 14.28 \text{ KN/m}^2$$



- A l'ELS :

$$q_s^v = 7.8 + 2.5 = 10.3 \text{ KN/m}^2$$

➤ Calcul des sollicitations :

- Calcul de V^{\max} :

$$V^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{18.56 \times 2.67}{2} = 24.77 \text{ KN}$$

- Calcul de M_0^{\max} :

A l'ELU :

$$M_0^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{18.56 \times 2.67^2}{8} = 16.54 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 0.75 \times 16.54 = 12.4 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 16.54 = 8.27 \text{ KN.m}$$

- A l'ELS :

$$M_0^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{13.39 \times 2.67^2}{8} = 11.93 \text{ KN.m}$$

$$\Rightarrow M_t = 0.75 \times 11.93 = 8.95 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 16.54 = 5.96 \text{ KN.m}$$

➤ **Calcul du ferrailage :**

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire (0.15× 1) m² à la flexion simple .

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm²/ml)	A adoptée (cm²/ml)
En travée	12.4	0.051	0.066	0.12	2.82	4HA10=3.14
En appui	8.27	0.034	0.043	0.12	1.86	3HA10=2.36

Tableau III.14 : résumé des résultats de ferrailage.

- **Calcul des armatures de répartition:**

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

$$\text{On choisit : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

$$\text{En appui : } A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{2.36}{4} = 0.59 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

$$\text{On choisit : } 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$$

- **Espacement des armatures :**

Pour les armatures longitudinales : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots$ vérifiée

Pour les armatures de montage : $S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots$ vérifiée

a) Vérification à l'ELU :

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

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

$$\text{En appui : } A = 2.36 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \Rightarrow \text{Condition Vérifiée}$$

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

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min[0.13f_{c28}, 5\text{MPa}] = 3.25 \text{ Mpa} \quad \text{Pour FN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{24.77 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.19 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.25 \text{ Mpa}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 3.14 + 2.36 = 5.5 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 5.5 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 24.77 \times 10^{-3}}{400} = 0.71 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b) Vérification à l'ELS :

Les fissurations sont peu nuisibles donc les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée	8.95	0.032	6.15 × 10 ⁻⁵	4.67	15	Vérifiée
En appui	5.96	0.027	4.41 × 10 ⁻⁵	3.65	15	Vérifiée

Tableau III.15 : Vérification des contraintes de béton.

- Etat limite de déformation :

$$\text{Les conditions à vérifier sont: } \begin{cases} \frac{h}{l} = 0.0561 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots (1) \\ \frac{h}{l} = 0.0561 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = 0.0749 \dots\dots\dots (2) \\ \frac{A}{b \times d} = 0.0027 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0105 \dots\dots\dots (3) \end{cases}$$

La 1^{ère} et la 2^{ème} condition n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche.

⇒ On doit vérifier que : Δ f ≤ f_{adm}.

$$\text{Avec : } f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{267}{500} = 0.534 \text{ cm} = 5.34 \text{ mm}$$

$$\text{Et : } \Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

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

L (m)	B (m)	h (m)	A_{st} (cm²)	A_{sc} (cm²)	σ_{bc} (MPa)	M_{j ser} (KN.m)	M_{g ser} (KN.m)	M_{p ser} (KN.m)	Δ f (mm)	f_{adm} (mm)
2.67	1.3	0.15	3.51	0	25	5.63	7.23	9.54	2.26	5.34

Tableau III.16 : évaluation de la flèche dans la volée.

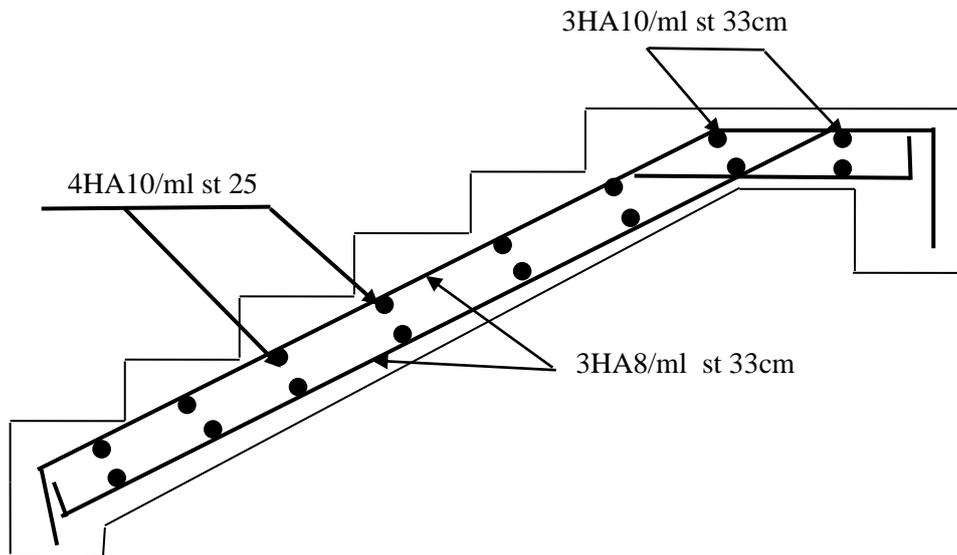


Figure III.11 : schéma de ferrailage de la volée.

III.4.2. Escalier de RDC (Balancé) :

III.4.2.1. Étude de la console (volée type 2):

- **Évaluation des charges et surcharges :**

Poids propre de garde-corps :

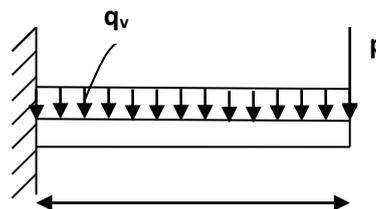
$$P = 20 \times 0.1 \times 1 = 2 \text{ KN}$$

$$P_u = 1.35 \times 2 = 2.7 \text{ KN}$$

$$G_{\text{volée}} = 8.62 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = 1.35 \times 8.62 + 1.5 \times 2.5 = 15.39 \text{ KN/m}$$

$$q_s = 8.62 + 2.5 = 11.12 \text{ KN/m}$$



- **Calcul des moments :**

$$\begin{aligned} \underline{\text{L'ELU}} : M_u^{\text{max}} &= -P_u \times L - \left(q_u \times \frac{L^2}{2} \right) = -2.7 \times 1.46 - \left(15.39 \times \frac{1.46^2}{2} \right) \\ &= -20.34 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

$$V_u^{\text{max}} = P_u + (q_u \times L) = 2.7 + (15.39 \times 1.46) = 25.17 \text{ KN}$$

$$\begin{aligned} \underline{\text{L'ELS}} : M_s^{\text{max}} &= -P_s \times L - \left(q_s \times \frac{L^2}{2} \right) = -2 \times 1.46 - \left(11.12 \times \frac{1.46^2}{2} \right) \\ &= -14.77 \text{ KN.m} \end{aligned}$$

- **Le ferrailage :**

$$A = \frac{M_u}{z \times f_{st}} \quad \mu_{bu} = 0.085 \quad \text{et} \quad \alpha = 0.11 \quad \Rightarrow \quad Z = 0.124 \text{ m}$$

$$\Rightarrow A = \frac{20.34 \times 10^{-3}}{0.124 \times 400} = 4.7 \text{ cm}^2$$

Soit :

$$A = 5\text{HA}12 = 5.65 \text{ cm}^2$$

Espacement : Soit $S_t = 20 \text{ cm}$

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{5.65}{3} = 1.88 \text{cm}^2$$

Soit :

$$A = 4HA8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

Espacement : Soit $S_t = 25 \text{ cm}$

a) Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{cm}^2$$

$$A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{cm}^2 \quad \Rightarrow \quad \text{Condition Vérifiée}$$

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min[0.133f_{c28}, 5\text{MPa}] = 3.325 \text{ Mpa} \quad \text{Pour FPN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.17 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.19 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.19 \text{Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.325 \text{Mpa}$$

\Rightarrow Pas de risque de rupture par cisaillement.

b) Vérification à l'ELS :

Les fissurations sont peu nuisibles donc les vérifications à faire sont :

- Vérification des contraintes dans le béton :

$$\text{FPN} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\text{On a : } y = 0.027 \text{m} \quad \text{et} \quad I = 4.41 \times 10^{-5} \text{m}^4$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 9.04 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{MPa} \quad \dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérification de la flèche :

Les conditions à vérifier sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq \max \left[\left(\frac{1}{16}, \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \right) l \right] \\ A_t \leq \frac{4.2 \cdot b \cdot d}{f_e} \\ l \leq 8 \text{m.} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} 0.16 \geq \max[0.072] \\ 5.65 \times 10^{-4} \leq 1.36 \times 10^{-3} \Rightarrow \text{Vérifiée} \\ 1.15 \leq 8 \text{m.} \end{array} \right.$$

\Rightarrow La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

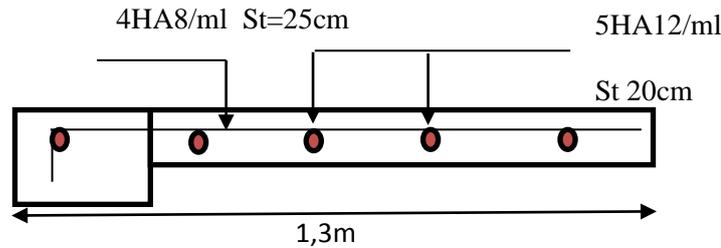


Figure III.12 : schéma de ferrailage de la console

III.4.2.2. Étude de la volée type 1 :

$G = 7.78 \text{ KN/m}^2$

- A l'ELU :
 $q_u^v = 1.35 \times 7.78 + 1.5 \times 2.5 = 14.25 \text{ KN/m}$
- A l'ELS :
 $q_s^v = 7.78 + 2.5 = 10.28 \text{ KN/m}$

➤ Calcul des sollicitations :

- Calcul de V^{\max} :

$$V^{\max} = \frac{q_u \times L}{2} = \frac{14.25 \times 3.96}{2} = 28.21 \text{ KN}$$
- Calcul de M_0^{\max} :
A l'ELU :

$$M_0^{\max} = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{14.25 \times 3.96^2}{8} = 27.93 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow M_t = 0.75 \times 27.93 = 20.95 \text{ KN.m}$
 $M_a = -0.5 \times 27.93 = -13.96 \text{ KN.m}$

A l'ELS :

$$M_0^{\max} = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{10.28 \times 3.96^2}{8} = 20.15 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow M_t = 0.75 \times 20.15 = 15.11 \text{ KN.m}$

$M_a = -0.5 \times 20.15 = -10.07 \text{ KN.m}$

➤ Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire $(0.15 \times 1) \text{ m}^2$ à la flexion simple.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)
En travée	20.95	0.087	0.11	0.124	4.85	5HA12=5.65
En appui	13.96	0.058	0.075	0.126	3.18	5HA10=3.93

Tableau III.17 : résumé des résultats de ferrailage.

- Calcul des armatures de répartition:

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{5.65}{4} = 1.41 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$

On choisit : 3HA8= 1.51 (cm²/ml)

En appui : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$

On choisit : 3HA8= 1.51 (cm²/ml)

- Espacement des armatures :

Pour les armatures longitudinales : $S_t=20 \text{ cm} \leq \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \dots$ Vérifiée

Pour les armatures de montage : $S_t=20 \text{ cm} \leq \min(4h; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots$ vérifiée

a) Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$

En travée : $A = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition Vérifiée

En appui : $A = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.57 \text{ cm}^2 \Rightarrow$ Condition Vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min[0.133f_{c28} , 5 \text{ MPa}] = 3.325 \text{ Mpa}$ Pour FN

$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.21 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ Mpa}$

$\tau_u = 0.21 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ Mpa}$

\Rightarrow Pas de risque de rupture par cisaillement.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e}$ Avec : $A_l = 5.65 + 3.93 = 9.58 \text{ cm}^2$

$A_l = 9.58 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 28.21 \times 10^{-3}}{400} = 0.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Vérifiée.

b) Vérification à l'ELS :

Les fissurations sont peu nuisibles donc les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	15.11	0.039	8.99×10^{-5}	6.59	15	Vérifiée
En appui	10.07	0.033	6.74×10^{-5}	5.03	15	Vérifiée

Tableau III.18 : Vérification des contraintes de béton.

- Etat limite de déformation :

Les conditions à vérifier sont :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{l} = 0.038 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \dots \dots (3) \end{array} \right.$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche.

⇒ On doit vérifier que : $\Delta f \leq f_{adm}$.

Avec : $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{396}{500} = 0.792 \text{ cm} = 7,92 \text{ mm}$

Et : $\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

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

L (m)	B (m)	h (m)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δf (mm)	f _{adm} (mm)
3.96	1.3	0.15	4.52	0	25	9.59	12.20	16.12	9.38	7.92

Tableau III.19 : évaluation de la flèche dans la volée.

La flèche n'est pas vérifiée

⇒ On augmente la section : on prend h = 16 cm

- Recalculer le ferrailage :

Le ferrailage se fait pour une section rectangulaire (0.16 × 1) m² à la flexion simple.

Les calculs pour le ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)	A adoptée (cm ² /ml)
En travée	20.95	0.075	0.098	0.134	4.47	4HA12=4.52
En appui	13.96	0.050	0.064	0.136	2.94	4HA10=3.14

Tableau III.20 : résumé des résultats de ferrailage.

- Calcul des armatures de répartition :

En travée : $A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$

On choisit : 3HA8 = 1.51 (cm²/ml)

En appui : $A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.78 \text{ (cm}^2\text{/ml)}$

On choisit : 3HA8= 1.51 (cm²/ml)

- Espacement des armatures :

Pour les armatures longitudinales : S_t=25 cm ≤ min(3h; 33 cm) = 33cmvérifiée

Pour les armatures de montage : S_t=25 cm ≤ min(4h; 45 cm) = 45 cmvérifiée

a) Vérification à l'ELU :

- Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.13 \times \frac{2.1}{400} = 1.57 \text{ cm}^2$$

En travée : A = 4.52 cm² > A_{min} = 1.57cm² ⇒ Condition Vérifiée

En appui : A = 3.14 cm² > A_{min} = 1.57cm² ⇒ Condition Vérifiée

- Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min[0.133f_{c28} , 5\text{MPa}] = 3.325 \text{ Mpa} \quad \text{Pour FN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{28.21 \times 10^{-3}}{1 \times 0.14} = 0.20 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = 0.20 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 3.325 \text{ Mpa}$$

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement.

- Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

On doit vérifier la condition suivante :

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 4.52 + 3.14 = 7.66 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.66 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 28.21 \times 10^{-3}}{400} = 0.81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

b) Vérification à l'ELS :

Les fissurations sont peu nuisibles donc les vérifications à faire sont :

- Etat limite de compression du béton :

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

Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (KN. m)	Y (m)	I (m⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	Observation
En travée	15.11	0.037	8.88 × 10 ⁻⁵	6.34	15	Vérifiée
En appui	10.07	0.032	6.58 × 10 ⁻⁵	4.87	15	Vérifiée

Tableau III.21 : Vérification des contraintes de béton.

= Etat limite de déformation :

$$\text{Les conditions à vérifier sont: } \begin{cases} \frac{h}{l} = 0.04 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 & \dots \dots \dots (1) \\ \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} & \dots \dots \dots (2) \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} & \dots \dots \dots (3) \end{cases}$$

La 1^{ère} condition n'est pas vérifiée, donc on procède à la vérification de la flèche.
 ⇒ On doit vérifier que : $\Delta f \leq f_{adm}$.

Avec : $f_{adm} = \frac{L}{500} = \frac{396}{500} = 0.792\text{cm} = 7.92 \text{ mm}$

Et : $\Delta f = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$

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

L (m)	B (m)	h (m)	A _{st} (cm ²)	A _{sc} (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	M _{j ser} (KN.m)	M _{g ser} (KN.m)	M _{p ser} (KN.m)	Δ f (mm)	f _{adm} (mm)
3.96	1.3	0.15	4.52	0	25	9.59	12.20	16.12	7.66	7.92

Tableau III.22 : évaluation de la flèche dans la volée.

III.5. Étude de l'acrotère :

L'acrotère est un élément non structural contournant le bâtiment au niveau du plancher terrasse. Il est conçu pour la protection de la ligne de jonction entre elle-même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales. Il sert à l'accrochage du matériel des travaux d'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastree dans le plancher soumise à son poids propre (G), à une force latérale due à l'effet sismique et à une surcharge horizontale (Q) due à la main courante.

➤ Hypothèses de calcul :

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

III.5.1. Évaluation des charges et surcharges :

➤ Verticales :

Surface (m ²)	Poids propre (KN/ml)	Enduit ciment KN/ml	G (KN/ml)	Q (KN/ml)
0.084	2.125	0.72	2.845	1

Tableau III.23 : Charges et surcharges.

➤ Horizontales : (dues au séisme).

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

RPA (Article 6.2.3)

- = F_p : une force horizontale due au séisme
- = 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

$$\Rightarrow \begin{cases} A = 0.15 \\ C_p = 0.8 \\ W_p = 2.58 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.854 = 1.36 \text{ KN}$

- = Le centre de gravité de la section est G (X_g ; Y_g) :

$$X_g = \frac{\sum A_i \times X_i}{\sum A_i}, \quad Y_g = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} \quad \sum A_i = S$$

A.N : $X_g = \frac{(0.8 \times 0.1) \times (\frac{0.1}{2}) + (0.07 \times 0.1) \times (0.1 + \frac{0.1}{2}) + (0.1 \times 0.03) / 2 \times (0.1 + \frac{0.1}{3})}{0.088}$

$\Rightarrow X_g = 0.059 \text{ m}$

$\Rightarrow Y_g = 0.435 \text{ m}$

III.5.2. Calcul des sollicitations:

- = L'acrotère est soumis à :

$N_G = 2.845 \text{ KN}$

$M_G = 0$

$N_Q = 0$

$M_Q = Q \times h = 1 \times 0.8 = 0.8 \text{ KN.m}$

$N_{Fp} = 0$

$M_{Fp} = F_p \times Y_g = 1.24 \times 0.435 = 0.534 \text{ KN.m}$

III.5.3. Combinaisons d'action :

	RPA 99/2003	ELU	ELS
Combinaison de charges	G+Q+E	1.35G+1.5Q	G+Q
N (KN)	2.845	3.84	2.845
M (KN.m)	1.334	1.2	0.8

Tableau III.24 : Combinaisons d'action

III.5.4. Calcul de l'excentricité

La combinaison à considérer est : G+Q+E

$N_u = 2.845 \text{ KN}$

$M_u = 1.334 \text{ KN.m}$

Ces sollicitations sont réduites au centre de gravité de la section du béton et l'effort appliqué est un effort de compression

$$\left\{ \begin{array}{l} e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.334}{2.845} = 0.46 \text{ m} \\ \frac{h}{6} = \frac{0.8}{6} = 0.13 \text{ m} \end{array} \right. \Rightarrow e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée}$$

e_1 : Excentricité structurale (résultat des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles).

Le risque de flambement développé par l'effort de compression conduit à ajouter e_a et e_2

Telle que :

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

e_2 : Excentricité due aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{h}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{50}{250} = 0.2 \text{ cm} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} \quad \text{CBA 93 (Article A.4.3.5)}$$

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. il est généralement pris à 2.

l_f : Longueur de flambement. $l_f = 2 \times h = 1.6 \text{ m}$

h_0 : Hauteur de la section. $h_0 = 10 \text{ cm}$

Avec :

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{0}{0 + 0.8} = 0$$

Donc :

$$e_2 = \frac{3 \times 100^2 \times (2 + 2 \times 0)}{10 \times 10^4} = 0.6 \text{ m}$$

$$e_2 = e_1 + e_2 + e_a = 0.4 + 0.02 + 0.6 = 1.02 \text{ m}$$

III.5.5. Ferrailage de la section :

On a : (h₀ = 10 cm; d = 8 cm; b = 100 cm)

$$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$$

$$f_{st} = 348 \text{ MPa}$$

$$N_u = 2.845 \text{ KN}$$

$$M_u = N_u \times e = 2.845 \times 1.02 = 2.90 \text{ KN.m}$$

Selon BAEL 91 :

$$M_{ua} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h_0}{6} \right) = 2.90 + 2.845 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{6} \right)$$

$$\Rightarrow M_{ua} = 3.08 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = 0.0307, \alpha = 0.039, Z = 7.87 \text{ cm}, A = 1.01 \text{ cm}^2$$

Donc la section à la flexion composée sera :

$$A_s = A - \frac{N_u}{f_{st}} = 1.01 \times 10^{-4} - \frac{2.58 \times 10^{-3}}{348} = 0.94 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification à l'ELU :**

a) Condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} > A_s \Rightarrow \text{On ferraille avec } A_{min}$$

On choisit : A_s = 4HA8 = 2.01 cm²/ ml

- Armatures de répartition :

$$A_r = A_s / 4 = 2.01 / 4 = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4 \text{ HA6} = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml.}$$

- Calcul des espacements :

- Armatures principale : S_t ≤ 100/4 = 25 cm ⇒ S_t = 25 cm
- Armatures de répartitions : S_t ≤ 50/4 = 12.5 cm ⇒ S_t = 10 cm

b) Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u \leq \text{Min} (0.1f_{c28}, 3\text{MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

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

Telle que :

$$V_u = F_p + Q = 1.24 + 1 = 2.24 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{2.24}{1 \times 0.08} = 0.028 \text{ MPa}$$

Donc : $\tau_u = 0.028 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque de cisaillement.

➤ **Vérification à l'ELS :**

a) Vérification de la contrainte d'adhérence limite :

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.9 \times d \times \sum u_i} \leq \bar{\tau}_s$$

$\sum u_i$: La somme des périmètres des barres

$$\sum u_i = \pi \times n \times \phi = 3.14 \times 4 \times 8 = 100.48 \text{ mm}$$

$$\tau_s = \frac{2.24 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.08 \times 100.48 \times 10^{-3}} = 0.31 \text{ MPa}$$

$$\tau_s = 0.6 \times \Psi^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa} \quad \Psi = 1.5 \text{ pour HA}$$

$$\tau_s = 0.31 \text{ MPa} \leq \tau_s = 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

b) Etat limite de compression de béton :

D'après le BAEL 91, la vérification des contraintes se fait de façon suivante :

- **Position de l'axe neutre :**

$$C = d - e_A, \quad d = 0.08 \text{ m}$$

e_A : Distance du centre de pression **C** à la fibre la plus comprimée **B** de la section

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.8}{2.845} = 0.28 \text{ m} < \frac{h}{2} = 0.4 \text{ m}$$

$$\Rightarrow C = 0.08 - 0.19 = -0.11$$

$$Y_{ser} = Y_c + C$$

Calcul de Y_c :

$$Y_c^3 + p \times Y_c + q = 0$$

Tel que :

$$\begin{cases} p = -3 \times C^2 + (d - c) \times \frac{90 \times A_s}{b} \\ q = -2 \times C^3 + (d - c)^2 \times \frac{90 \times A_s}{b} \end{cases}$$

A.N :

$$\begin{cases} p = -3 \times (-0.11)^2 + (0.08 + 0.11) \times \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} & \Rightarrow p = -3.56 \times 10^{-2} \\ q = -2 \times (-0.11)^3 + (0.08 + 0.11)^2 \times \frac{90 \times 2.01 \times 10^{-4}}{1} & \Rightarrow q = 2 \times 10^{-3} \end{cases}$$

Après la résolution de l'équation (*) on trouve : $Y_c = 0.15\text{m} \Rightarrow Y_{ser} = 0.04\text{ m}$

- Calcul des contraintes :

$$\mu_t = \frac{b}{2} Y_{ser}^2 - 15A(d - Y_{ser}) = \frac{1}{2} 0.04^2 - 15 \times 2.01 \times 10^{-4} (0.08 - 0.04)$$

$$\Rightarrow \mu_t = 6.79 \times 10^{-4} \text{ m}^3$$

$$\begin{cases} \sigma_{bc} = \frac{N_{Ser}}{\mu_t} \times Y_{ser} = 0.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = \frac{15 \times N_{Ser}}{\mu_t} \times (d - Y_{ser}) = 2.28 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

\Rightarrow La condition est vérifiée

III.5.6. Ferrailage de la section :

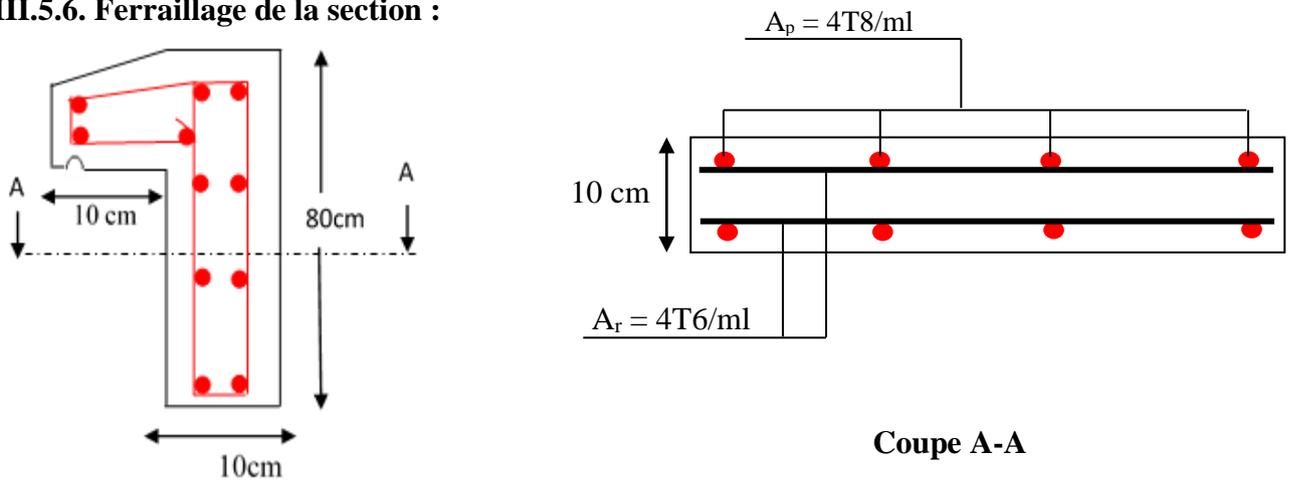


Figure III.13 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.6. Etude de l'ascenseur :

L'ascenseur est un appareil mécanique, servant au déplacement vertical des personnes et des chargements vers les différents niveaux de la construction. Il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

III.6.1. Caractéristiques de l'ascenseur :

Nombre de passagers :

Le nombre de passagers est le plus petit des nombres obtenus par la formule :

$$n = \frac{\text{charge nominale}}{75} \Rightarrow n = \frac{630}{75} = 8.4$$

Dans notre structure, on utilise un ascenseur pour huit personnes, dont ses caractéristiques sont :

$L = 140\text{cm}$: Longueur de l'ascenseur.

$L_f = 110\text{cm}$: Largeur de l'ascenseur.

$H = 220\text{cm}$: Hauteur de l'ascenseur.

$F_c = 102\text{KN}$: Charge due à la cuvette.

$D_m = 82\text{KN}$: Charge due à la salle des machines.

$P_m = 15\text{KN}$: Charge due à l'ascenseur.

$P_{\text{personnes}} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse.

III.6.2. Etude de la dalle de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges important (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a les dimensions suivant :

$$L_x = 1.35\text{m}$$

$$L_y = 1.70\text{m}$$

$$S = 1.35 \times 1.70 = 2.295\text{m}^2$$

$$e \geq \frac{l_y}{20} = \frac{170}{20} = 8.5\text{cm}$$

Soit l'épaisseur : $e = 20\text{cm}$

➤ Evaluation des charges et surcharges :

G_1 : Poids de la dalle en béton armé. $\Rightarrow G_1 = 25 \times 0.5 = 5 \text{ KN/m}^2$

G_2 : Poids de revêtement ($e = 4\text{cm}$). $\Rightarrow G_2 = 22 \times 0.04 = 0.88 \text{ KN/m}^2$

$$G' = G_1 + G_2 = 5.88 \text{ KN/m}^2$$

G'' : Poids de la machine. $\Rightarrow G'' = \frac{f_c}{s} = \frac{102}{2.295} = 44.44 \text{ KN/m}^2$

$$G_{\text{total}} = G' + G'' = 50.32 \text{ KN/m}^2$$

et : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

a) Cas d'une charge répartie :

a1) calcul à l'ELU :

- **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 50.32 + 1.5 * 1 = 69.43 \text{ KN}$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,79 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

$$\rho = 0.79 \Rightarrow \begin{cases} \text{à l'ELU}(v = 0) \\ \mu_x = 0.0573 \\ \mu_y = 0.5786 \\ \text{à l'ELs}(v = 0.2) \\ \mu_x = 0.0639 \\ \mu_y = 0.6978 \end{cases}$$

sens x-x : $M_0^x = \mu_x * q_u * L_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0573 * 69.43 * 1.35^2 = 7.25 \text{ KN.m}$

sens y-y : $M_0^y = \mu_y * M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.5786 * 7.25 = 4.19 \text{ KN.m}$

• **Calcul des moments réels :**

En travée : sens x-x : $M_t^x = 0.85 * M_0^x = 0.85 * 7.25 = 6.16 \text{ KN.m}$

sens y-y : $M_t^y = 0.85 * M_0^y = 0.85 * 4.19 = 3.56 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 * M_0^x = -0.4 * 7.25 = -2.17 \text{ KN.m}$

• **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec : $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$

En travée :

sens x-x :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^x}{f_{bu} \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{6.16 \cdot 10^{-3}}{14.2 \cdot 1 \cdot 0.18^2} = 0.0134$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = (1 - \sqrt{1 - 2(0.0134)}) = 0.0168$$

$$Z = d_x \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.18 \cdot (1 - 0.4 \cdot 0.0168) = 0.178\text{m}$$

$$A_t^x = \frac{M_t^x}{z \cdot f_{st}} = \frac{6.16 \cdot 10^{-3}}{0.178 \cdot 400} = 0.99 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

sens y-y :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^y}{f_{bu} \cdot b \cdot d_y^2} = 0.0087$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0.109$$

$$Z = d_y \times (1 - 0.4 \alpha) = 0.169\text{m}$$

$$A_t^y = \frac{M_t^y}{z \cdot f_{st}} = 0.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

En appui : ($\mu_{bu} = 0.0473$, $\alpha = 0.00593$, $Z = 0.179\text{m}$)

$$\Rightarrow A_a^x = A_a^y = 0.34 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

• Les résultats de ferrailage sont récapitulés dans le tableau suivant :

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A_{cal} (cm ² /ml)	$A_{choisit}$ (cm ² /ml)
En travée	x-x	6.16	0.0134	0.0168	0.178	0.99	4HA10=3.14
	y-y	3.56	0.0087	0.109	0.169	0.6	4HA10=3.14
En appui	x-x	-2.17	0.0473	0.00593	0.179	0.34	3HA10=2.36
	y-y						

Tableau III.25 : Les résultats de ferrailage

▪ **Vérification a l'ELU :**

a) **Condition de non fragilité :**

On a: $e=20\text{cm}$, $b=100\text{cm}$, $\rho = 0.79$

HA (FeE400) $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

$$\begin{cases} e > 12\text{cm} \\ \rho > 0.4 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 * \left(\frac{3-\rho}{2}\right) * b * e \\ A_y^{\min} = \rho_0 * b * e \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} A_x^{\min} = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases}$$

En travée : $A_t^x = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\min} = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifiée.

$A_t^y = 4HA10 = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{\min} = 1.6 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifiée.

$A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow A_t^y = 3.14 > \frac{A_t^x}{4} = 0.785$ vérifiée.

En appui : $A_a^x = A_a^y = 3HA10 = 2.36 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\min} = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$ vérifiée.

b) **Calcul des espacements :**

Sens x-x : $s_t^y \leq \min(3e, 33\text{cm}) \Rightarrow s_t^y \leq 33\text{cm} \Rightarrow$ on adopte: $s_t^y = 25\text{cm}$

Sens y-y : $s_t^x \leq \min(3e, 45\text{cm}) \Rightarrow s_t^x \leq 45\text{cm} \Rightarrow$ on adopte: $s_t^x = 25\text{cm}$

c) **Vérification de l'effort tranchant :**

$$\tau_u = \frac{V_{\max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

$$\rho = 0.79 > 0.4 \Rightarrow \begin{cases} V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 31.24\text{KN} \\ V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1+\frac{1}{2\rho}} = 33.59\text{KN} \end{cases}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{33.59 \times 10^{-3}}{1 \times 0.17} = 0.197\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 1.25\text{MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

a2) **calcul à l'ELS :**

• **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = G + Q = 50.32 + 1 = 51.32 \text{ KN}$$

sens x-x : $M_0^x = \mu_x * q_{\text{ser}} * L_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.0639 * 51.32 * 1.35^2 = 5.97 \text{ KN.m}$

sens y-y : $M_0^y = \mu_y * M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0.6978 * 5.97 = 4.17\text{KN.m}$

- **Calcul les moments réels :**

En travée : sens x-x : $M_t^x = 0.85 * M_0^x = 0.85 * 5.97 = 5.07 \text{ KN.m}$

sens y-y : $M_t^y = 0.85 * M_0^y = 0.85 * 4.17 = 3.54 \text{ KN.m}$

En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 * M_0^x = -0.4 * 5.97 = -2.38 \text{ KN.m}$

• **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\text{FPN} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{\text{ser}}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

sens x-x : ($A_x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $d = 18\text{cm}$).

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.674\text{cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 11319.62 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_{bc} = 1.64 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \text{vérifiée.}$$

sens y-y : ($A_x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $d = 18 \text{ cm}$).

$$\Rightarrow y = 3.558 \text{ cm} \quad I = 10011.77 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{vérifiée.}$$

• **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \min(2/3 f_e ; 150 \eta) \quad \text{avec } \eta = 1.6 \text{ pour HA} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{5.07 \times 10^{-3}}{11320 \times 10^{-8}} \times (0.18 - 0.0367) = 96.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 96.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

• **Vérification de la flèche :**

$$\frac{H}{L} > \frac{1}{16} \quad \dots \dots \dots (1)$$

$$\frac{H}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \dots \dots \dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots \dots \dots (3)$$

Dans les deux sens (x-x) et (y-y) : les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

b) Cas d'une charge concentrée :

Une charge concentrée est une charge répartie sur une surface ($a_0 \times b_0$) plus petite que la surface de la dalle.

Au feuillet moyen de la dalle au lieu de ($a_0 \times b_0$), la surface d'influence de la charge devient ($u \times v$)

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u : Dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

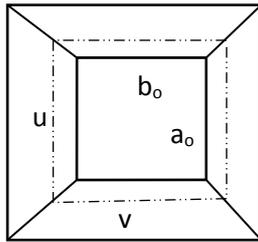


Figure III.16 : Schémas représentant la surface d'impact.

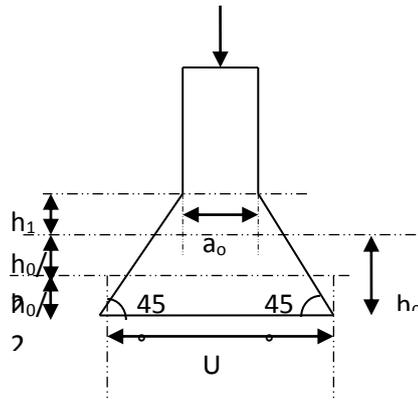


Figure III.17 : Calcul de Périmètre au niveau de la feuille

$$\begin{cases} u = a_o + h_o + 2 \times \xi \times h_1 \\ v = b_o + h_o + 2 \times \xi \times h_1 \end{cases} \quad \text{BAEL91/2003}$$

ξ : Coefficient qui dépend du type de revêtement.
Profondeur de la cuvette HSG : (Annexe)

$$\text{On a une vitesse } V=1\text{m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_o = 80 \text{ cm} \\ b_o = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

On a un revêtement en béton d'épaisseur : $h_1=5\text{cm} \Rightarrow \xi=1$

Et $h_o= 20\text{cm}$ (épaisseur de la dalle)

$$\Rightarrow \begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} u = 110\text{cm} \\ v = 110\text{cm} \end{cases}$$

b1) calcul à l'ELU :

- Calcul des sollicitations :

$$\begin{cases} M_x = q_u * (M_1 + \nu M_2) \\ M_y = q_u * (M_2 + \nu M_1) \end{cases} \text{ Avec } \nu : \text{ Coefficient de poisson } \begin{cases} \nu = 0 & \text{à l'ELU} \\ \nu = 0.2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$$

- = M_1 est en fonction de $\frac{u}{l_x}$ et $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{110}{135} = 0.814$ et $\rho = 0,79$
- = M_2 est en fonction de $\frac{v}{l_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{110}{170} = 0.674$ et $\rho = 0,79$

$$\text{D'après (l'annexe 4)} \Rightarrow \begin{cases} M_1 = 0.074 \\ M_2 = 0.051 \end{cases}$$

➤ Evaluation des moments M_{x1} et M_{y1} du système de levage à l'ELU :

$$\nu = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = q_u * M_1 \\ M_{y1} = q_u * M_2 \end{cases}$$

$$\text{On a : } G = D_m + P_m + P + P_{\text{personne}} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3\text{KN}$$

$$\Rightarrow q_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 139.455 * 0.074 \\ M_{y1} = 139.455 * 0.051 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = 10.31 \text{KN.m} \\ M_{y1} = 7.11 \text{KN.m} \end{cases}$$

➤ **Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :**

$$q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q = 1.35 \times 5.88 + 1.5 \times 1 = 9.44 \text{KN/m}^2$$

$$\rho = 0,79 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 \\ M_{y2} = u_x * M_{x2} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = 0.0573 * 9.44 * 1.35^2 = 0.98 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = 0.5786 * 0.98 = 0.57 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 10.31 + 0.98 = 11.29 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 7.11 + 0.57 = 7.68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 11.29 = 9.59 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 7.68 = 6.53 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.3 * M_x^0 = -0.3 * 11.29 = -3.38 \text{ KN.m}$

• **Calcul du ferrailage :**

On fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur et de 20cm d'épaisseur à la flexion simple avec : $d_x = 18\text{cm}$ et $d_y = 17\text{cm}$

= Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	A_t calculé (cm²/ml)	A_a calculé (cm²/ml)	A_t adopter (cm²/ml)	A_a adopter (cm²/ml)
Sens x-x	9.59	3.38	1.34	0.47	4HA10=3.14	3HA8=1.51
Sens y-y	6.53	3.38	0.98	0.47	4HA8=2.01	3HA8=1.51

Tableau III.26 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus)

• **Vérification a l'ELU :**

➤ **Vérification de condition de non fragilité :**

En travée : $A_t^x = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\text{min}} = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_t^y = 4\text{HA}10/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{\text{min}} = 1.60 \text{ cm}^2/\text{ml}$
 $A_t^y > \frac{A_t^x}{4} \Rightarrow 2.01 \text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{3.14}{4} = 0.785 \text{ cm}^2/\text{ml}$

En appui : $A_a = 3\text{HA}8 = 1.51 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_a^{\text{min}} = 1.76 \text{ cm}^2/\text{ml}$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}
 $\Rightarrow A_a = 3\text{HA}10/\text{ml} = 2.37 \text{ cm}^2/\text{ml}$

➤ **Vérification au poinçonnement :**

= Il faut vérifier que : $q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$ **BAEL91 (Art : H. III.10)**

Avec : q_u : charge de calcul à l'état limite.

h : Epaisseur de la dalle.

U_c : Périmètre du rectangle d'impact. $\Rightarrow U_c = 2 \cdot (U + V) = 2 \cdot (110 + 110) = 440 \text{ cm}$.

$\gamma_b = 1.5$

$$\Rightarrow q_u = 139.455 \text{ KN} \leq 0.045 \times 4.4 \times 0.2 \times \frac{25 \cdot 10^3}{1.5} = 660 \text{ KN}$$

\Rightarrow Pas de risque de poinçonnement.

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

$$\tau_u = \frac{q_u}{U_c \times d} \leq \tau_u = 0.05 \times f_{c28} = 1.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{139.455 \times 10^{-3}}{4.4 \times 0.18} = 0.176 \text{ MPa} \leq \tau_u = 1.25 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

B2) calcul à l'ELS :

➤ **Le moment engendré par le moment de levage :**

$$q_{ser} = G = 103.3 \text{ KN}$$

On a $\Rightarrow \begin{cases} M_{x1} = q_{ser} \cdot (M_1 + \nu M_2) \Rightarrow M_{x1} = 103.3 \cdot (0.074 + 0.2 \cdot 0.051) = 8.69 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} \cdot (M_2 + \nu M_1) \Rightarrow M_{y1} = 103.3 \cdot (0.051 + 0.2 \cdot 0.074) = 6.79 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ **Le moment dû au poids propre de la dalle :**

$$q_{ser} = G + Q = 5.9 + 1 = 6.9 \text{ KN/m}$$

▬ **Calcul des moments :**

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x \cdot q_{st} \cdot l_x^2 \Rightarrow M_{x2} = 0.0639 \cdot 6.9 \cdot 1.35^2 = 0.80 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y \cdot M_{x2} \Rightarrow M_{y2} = 0.6978 \cdot 0.80 = 0.56 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Superposition des moments :**

▬ Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} \Rightarrow M_x = 8.69 + 0.80 = 9.49 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} \Rightarrow M_y = 6.79 + 0.56 = 7.35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des moments réels :**

En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 \cdot M_x \Rightarrow M_{tx} = 0.85 \cdot 9.49 = 8.06 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 \cdot M_y \Rightarrow M_{ty} = 0.85 \cdot 7.35 = 6.24 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis : $M_a = -0.3 \cdot M_x \Rightarrow M_a = -0.3 \cdot 9.49 = -2.84 \text{ KN.m}$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

$$\text{FPN} \Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

sens x-x : ($A_x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $d = 18 \text{ cm}$).

$$\frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0 \Rightarrow y = 3.674 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y^3}{3} + 15 \times A \times (d - y)^2 = 11319.62 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des contraintes dans le béton :**

FPN $\Rightarrow \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$ vérifiée.

sens y-y : ($A_x = 3.14 \text{ cm}^2/\text{ml}$; $d = 17 \text{ cm}$).

$$\Rightarrow y = 3.558 \text{ cm} \quad I = 10011.77 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \sigma_{bc} = 1.25 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification des contraintes dans l'acier :**

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s$$

$$\bar{\sigma}_s = \text{Min} (2/3 f_e ; 150 \eta) \quad \text{avec } \eta = 1.6 \text{ pour HA} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{5.07 \times 10^{-3}}{11320 \times 10^{-8}} \times (0.18 - 0.0367) = 96.27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 96.27 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = 240 \text{ MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée.}$$

➤ **Vérification de la flèche :**

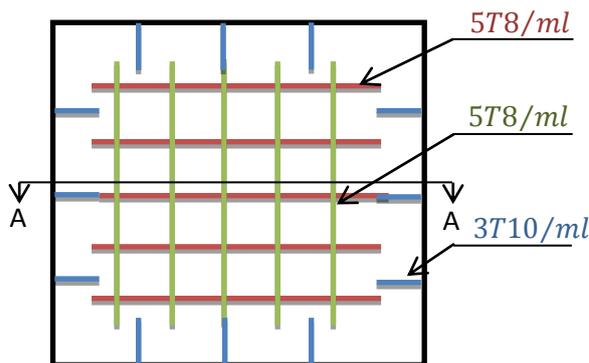
$$\frac{H}{L} > \frac{1}{16} \quad \dots\dots\dots (1)$$

$$\frac{H}{L} > \frac{M_t}{10 \times M_0} \quad \dots\dots\dots (2)$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \quad \dots\dots\dots (3)$$

Dans les deux sens (x-x) et (y-y) : les trois conditions sont vérifiées, donc il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

• **Schéma de ferrailage :**



III.7. Etude de la poutre brisée
Figure III.18 : Schéma de ferrailage de la dalle au-dessus de l'ascenseur.

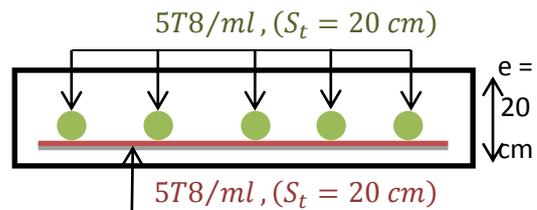


Figure III.19 : Coupe A-A détails de ferrailage.

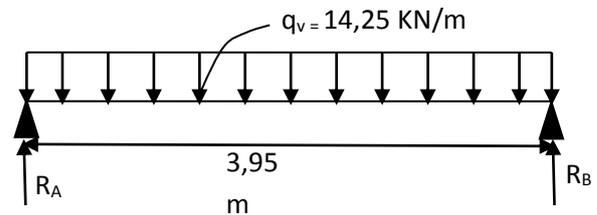
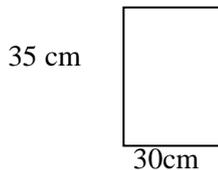
La poutre inclinée se calcule à la flexion simple et à la torsion.

III.7.1 Pré-dimensionnement :

On doit vérifier la condition de la flèche :

$$\frac{l}{15} \leq h \leq \frac{l}{10} \Rightarrow \frac{395}{15} \leq h \leq \frac{395}{10} \Rightarrow 26.33 \text{ cm} \leq h \leq 39.5 \text{ cm}$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$



III.7.2. Calcul à la flexion simple :

➤ **Calcul des sollicitations :**

La poutre est soumise à :

- Son poids propre : $G_{p.b} = \frac{0.35 \cdot 0.30 \cdot 25}{\cos 27.21} = 2.95 \text{ KN/ml.}$
- Poids des cloisons de séparation : $P_m = 0.9 \times 2.21 = 1.99 \text{ KN/ml.}$
 $\Rightarrow G_t = 2.95 + 1.99 = 4.94 \text{ KN/ml.}$
- La charge transmise par la 1^{ère} volée :
 ELU : $R_B = 28.22 \text{ KN}$
 ELS : $R_B = 20.35 \text{ KN}$

$$P_u = 1.35G_t + R_B = 1.35 \times 4.94 + 28.22 = 34.89 \text{ KN/ml.}$$

$$P_s = G_t + R_B = 4.94 + 28.22 = 25.29 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Les moments sollicitant :**

$$M_0^u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{34.89 \cdot 3.95^2}{8} = 68.04 \text{ KN/ml.}$$

$$M_0^s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{25.29 \cdot 3.95^2}{8} = 49.32 \text{ KN/ml.}$$

$$V_u = \frac{P_u \cdot l}{2} = \frac{34.89 \cdot 3.95}{2} = 68.9 \text{ KN}$$

A l'ELU : $M_t = 0.75 \times M_0^u = 51.03 \text{ KN/ml.}$

$$M_a = -0.5 \times M_0^u = -34.02 \text{ KN/ml.}$$

A l'ELS : $M_t = 0.75 \times M_0^s = 36.99 \text{ KN/ml.}$

$$M_a = -0.5 \times M_0^S = -24.66 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Calcul d'armature :**

	M (KN. m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A calculée (cm ² /ml)
En travée	51.03	0.11	0.146	0.31	4.72
En appui	-34.02	0.073	0.095	0.31	3.08

Tableau III.27 : résumé des résultats de ferrailage.

- **Calcul de l'espacement S_t :**

$$S_t \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq 29.7\text{cm}$$

On opte : $S_t = 15\text{cm}$ en travée et $S_t = 10\text{cm}$ en appui

- **Calcul d'armature Transversale :**

$$A_t \geq (0.4 * b * S_t) / f_e, \text{ Avec } S_t = 15\text{cm}$$

$$\Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{ cm}^2$$

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

$$\tau_u = \frac{V^{\max}}{b * d} = 0.695 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = \min\left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}, 5 \text{ MPa}\right) = 3.34 \text{ MPa, FPN}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis :**

$$V^{\max} \leq 0.267 * a * b * f_{c28}, \quad a = 0.9 * d$$

$$\Rightarrow V^{\max} = 68.9 \text{ KN} \leq 594 \text{ KN} \dots\dots \text{Vérifiée.}$$

III.7.3. Calcul à la torsion :

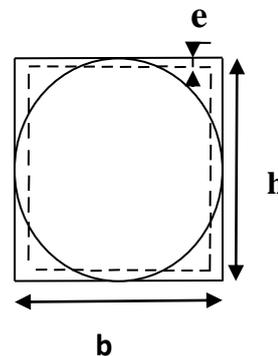
Pour une section pleine on remplace la section réelle par une section creuse équivalente dont l'épaisseur de la paroi est égale au sixième du diamètre du cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour de la section. **BAEL**

- μ : périmètre de la section.
- Ω : air du contour tracé à mi-hauteur.
- e : épaisseur de la paroi.
- A_l : section d'acier.

$$e = \frac{b}{6} = 5\text{cm}$$

$$\Omega = (b - e) \times (h - e) = 0.075\text{m}^2$$

$$\mu = 2 \times [(h - e) + (b - e)] = 1.10\text{m}$$



➤ **Ferrailage à la torsion :**

$$M_{\text{tor}} = 13.96\text{KN. m}$$

$$A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{\text{tor}} = 2.94\text{cm}^2$$

- **Vérification de non fragilité :** $A_{\text{min}} = 0.5\% \times b \times h = 5.25\text{cm}^2$

Armatures longitudinales : $A_{\text{tor}} = \frac{M_{\text{tor}} \times \mu \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow A_{\text{tor}} = 2.94\text{cm}^2$

Armatures transversales : On opte : $S_t = 15\text{cm}$ en travée

$$A_{tor}^t = \frac{M_{tor} \times S_t \times \gamma_s}{2 \times \Omega \times f_e} \Rightarrow \begin{cases} A_{tor}^t = 0.40 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en travée} \\ A_{tor}^t = 0.27 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{en appui} \end{cases}$$

St= 10cm en appui

III.7.4. Section d'armature à prendre :

➤ **Section d'armature longitudinale :**

En travée : $A = 4.72 + 2.94 = 7.66 \text{ cm}^2$, on opte : 3T12+3T14 = 8.01 cm^2

En appui : $A = 3.08 + 2.94 = 6.02 \text{ cm}^2$, on opte : 3T12+3T12 = 6.79 cm^2

= Vérification de l'effort tranchant :

$$\tau_{flexion} = 0.697 \text{ MPa}, \tau_{tor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} \Rightarrow \tau_{tor} = 1.86 \text{ MPa}$$

$$\sqrt{\tau_{flex}^2 + \tau_{tor}^2} \leq \tau_{adm} = 3.325 \text{ MPa} \Rightarrow \sqrt{1.86^2 + 0.697^2} \leq 3.325 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow 3.94 \text{ MPa} \leq 11.05 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée.}$$

➤ **Section d'armature transversale :**

En travée : $A = 0.40 + 0.45 = 0.85 \text{ cm}^2$

En appui : $A = 0.27 + 0.45 = 0.72 \text{ cm}^2$

⇒ On choisit un cadre et un étrier de T8

= Vérification à l'ELS :

• **L'état limite de compression de béton :**

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

= Les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

	M_{ser} (KN.m)	Y (m)	I (m ⁴)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
En travée	36.99	0.127	6.70×10^{-4}	6.73	15	Vérifiée
En appui	-24.66	0.119	6.22×10^{-4}	4.73	15	Vérifiée

Tableau III.28 : Vérification des contraintes de béton.

III.7.4. Schéma de ferrailage :

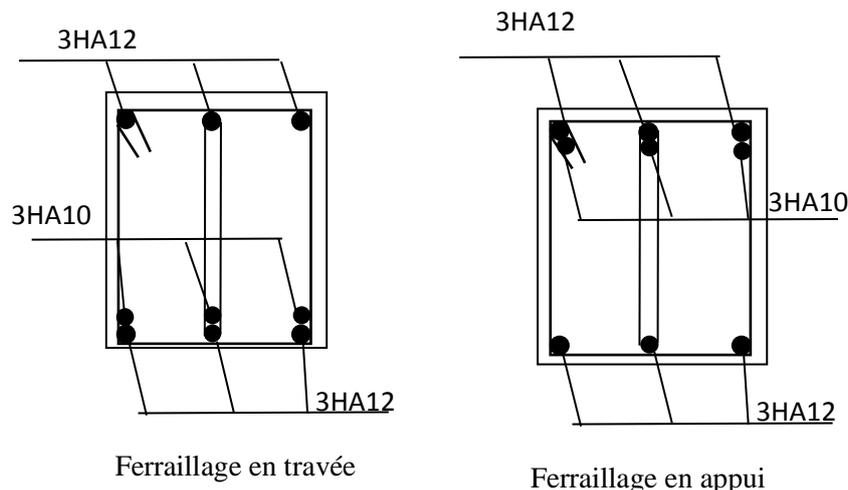


Figure III.20 : schéma de ferrailage de la poutre de prisée

III.8. Conclusion

Le but de ce chapitre est la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments secondaires, avec toutes les vérifications nécessaires tout en respectant les règles données par le BAEL91/99 et le RPA99/2003. Ces éléments ont été étudiés et ferrillés.

Chapire IV

Etude dynamique

IV.1. Introduction :

La simplicité de la structure doit être respectée en priorité par le concepteur car sa modélisation, son calcul, son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent de prévoir aisément son comportement en cas de séisme. La structure doit être le plus possible symétrique pour avoir une distribution régulière des efforts.

En effet, la conception parasismique ne se limite pas au seul dimensionnement, mais il y a plusieurs facteurs comme la rigidité, la capacité de stockage ou de dissipation d'énergie.

De plus, il est important de tenir compte de l'activité et des propriétés du sol. Toutes ces considérations nous amènent à des calculs plus complexes que dans le cas général, Eviter l'effondrement de la structure sous l'effet d'une action sismique dont l'intensité avoisine l'action spécifiée par voie réglementaire (action sismique à l'ELU).

✓ Limiter les dommages sur des éléments non structuraux sous l'effet d'un séisme moins intense mais plus fréquent (action sismique à l'ELS)

IV.2. Méthodes de calcul :

Le **RPA99/2003** propose deux méthodes de calcul des sollicitations :

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

IV.2.1. Méthode statique équivalente :

A. Principe :

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur.

Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure. Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément.

B. Conditions d'application :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en début, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le **RPA99. V2003 (article 4.1.2)**.

⇒ Dans notre structure ces conditions ne sont pas satisfaites, alors cette méthode n'est pas applicable.

C. Calcul de la force sismique totale :

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

a. Détermination des coefficients

- **A** : coefficient d'accélération de la zone, dépend du groupe d'usage de la structure et de la zone sismique.

Dans notre cas : - Groupe d'usage 2
 - Zone sismique : IIa } → **A = 0.15**

- **R** : coefficient de comportement global de la structure.

Valeur donnée par le tableau (4.3) du RPA 99 /2003 en fonction du système de contreventement.(Contreventement mixte) ⇒ **R = 5**

- **Q** : facteur de qualité : il est fonction de :

Conditions	Observations	pénalités
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	observés	0
2. Redondance en plan	observés	0
3. Régularité en plan	observé	0
4. Régularité en élévation	observé	0
5. Contrôle de qualité des matériaux	observé	0
6. Contrôle de qualité de l'exécution	observé	0

Sa valeur est donnée par la formule : $Q = 1 + \sum_1^6 p_q$.

p_q : est la pénalité à retenir selon que les critères de qualité q est satisfait ou non.

Sa valeur est donnée par le tableau (4.4) du RPA99/2003. **Q = 1**

W : poids total de la structure. $W = \sum_1^n W_i$, avec : $W_i = W_{Gi} + \beta * W_{Qi}$

W_{Gi} : Poids dus aux charges permanentes et à celles des équipements éventuellement fixes de la structure.

W_{Qi} : charges d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 RPA99

W = 42394,017KN.

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

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

D. Estimation de la période fondamentale de la structure

Selon le RPA 99/2003 (article 4.2.4), la période empirique peut être calculée de deux manières :

$$T = C_T * (h_N)^{3/4} \qquad T = 0,09 * \frac{h_N}{\sqrt{L}}$$

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

$h_N = 28,56m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage.
 $\Rightarrow C_T = 0,05$ (tableau 4.6 du RPA 99/2003). D'où : $T = 0,618s$. Après majoration $T=0,80s$
 D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée
 On prend la plus petite valeur pour T .

$$\begin{cases} L_x = 18 \text{ m} \\ L_y = 23,8 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} T_x = 0,605 \text{ sec} \\ T_y = 0,53 \text{ sec} \end{cases}, \text{Après Majoration} \begin{cases} T_x = 0,78 \text{ sec} \\ T_y = 0,68 \text{ sec} \end{cases}$$

Valeur de T_1 et T_2 :

T_1, T_2 : Les périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (RPA99/2003 tableau 4.7)
 Sol meuble \Rightarrow site S_3 $T_1=0,15 \text{ s}$ $T_2= 0,5 \text{ s}$

$$D = 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3}, T_2 < T < 3 \text{ sec}$$

Tel que : $\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$ \rightarrow facteur de correction d'amortissement.

• ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de remplissage (RPA 99/2003 tableau 4.2).

Portique auto stable $\rightarrow \xi = 7 \%$.

Voiles $\rightarrow \xi = 10 \%$.

Donc, pour une construction mixte on prend la moyenne $\Rightarrow \xi = 8,5 \%$.

D'où : η

$$\begin{cases} D_x = 1.505 \\ D_y = 1.63 \end{cases}$$

On a :

$$V_x = 1914,09 \text{ KN}$$

$$V_y = 2073,06 \text{ KN}$$

IV.2.2. Méthodes d'analyse dynamique:

➤ Modale spectrale :

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

A. Principe :

Il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

B. Les hypothèses :

- Les masses sont supposées concentrées au niveau des nœuds principaux (nœuds maîtres).
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de mode à prendre en compte est tel que la somme des taux de participation des masses modales atteint au moins 90% de la masse globale de la structure

IV.2.2.1. Modélisation de la structure :

La forme architecturale de la structure à étudier, d'un bon comportement dynamique qui peut résister aux différentes sollicitations.

La hauteur du bâtiment dépasse les 20 mètres, donc selon RPA99/2003 (article 3.4) on doit introduire des voiles.

On a opté à cette disposition :

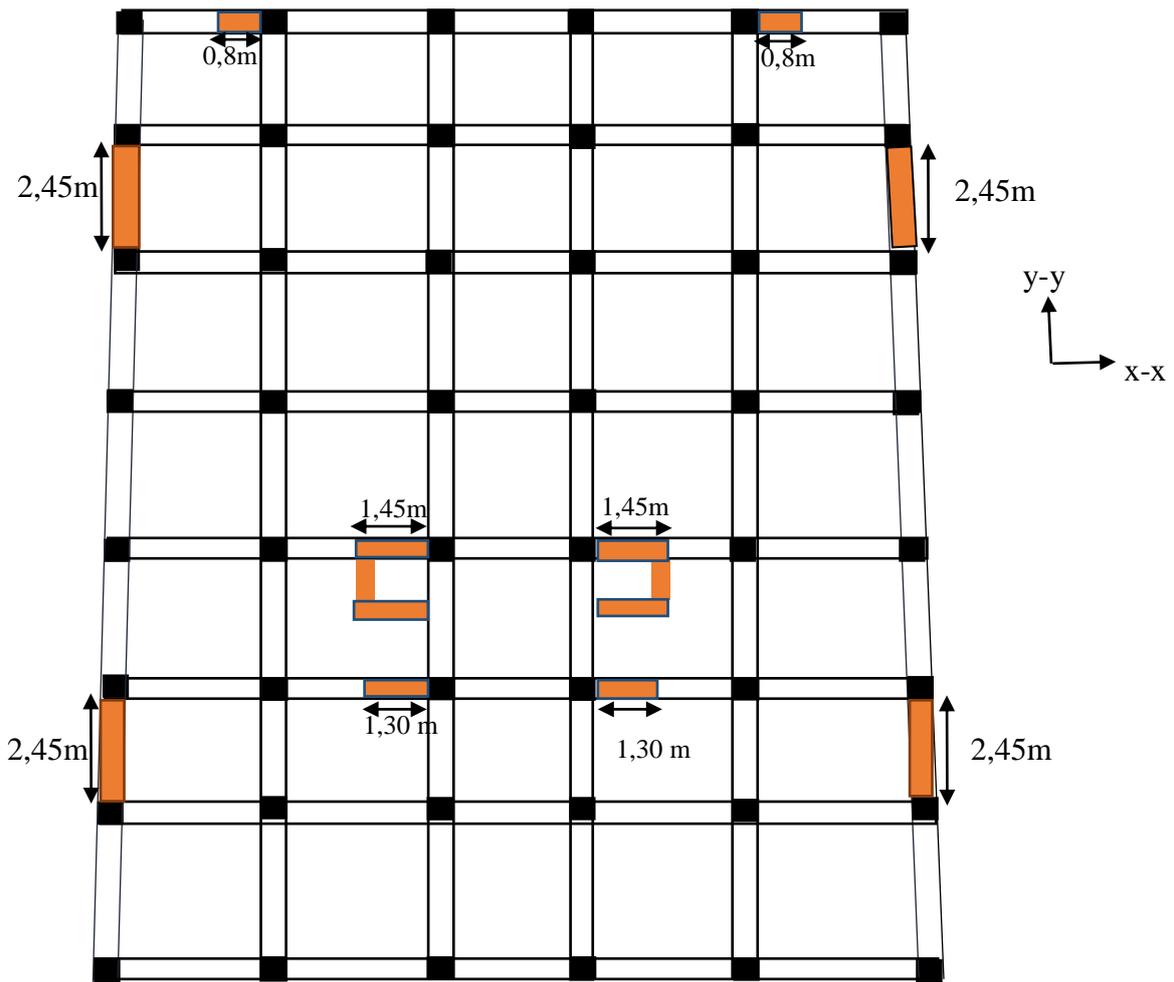


Figure IV.1 : disposition des voiles

IV.2.2.2. Analyse du comportement de la structure :

- Mode (1) :

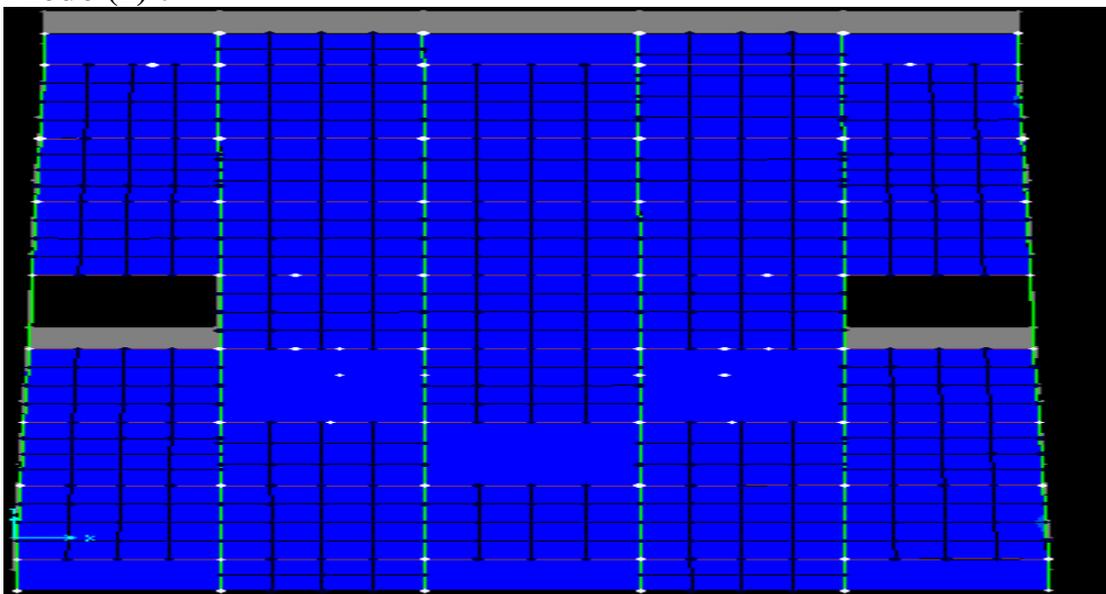


Figure IV.2 : premier mode de déformation (translation suivant y)

- Mode (2) :

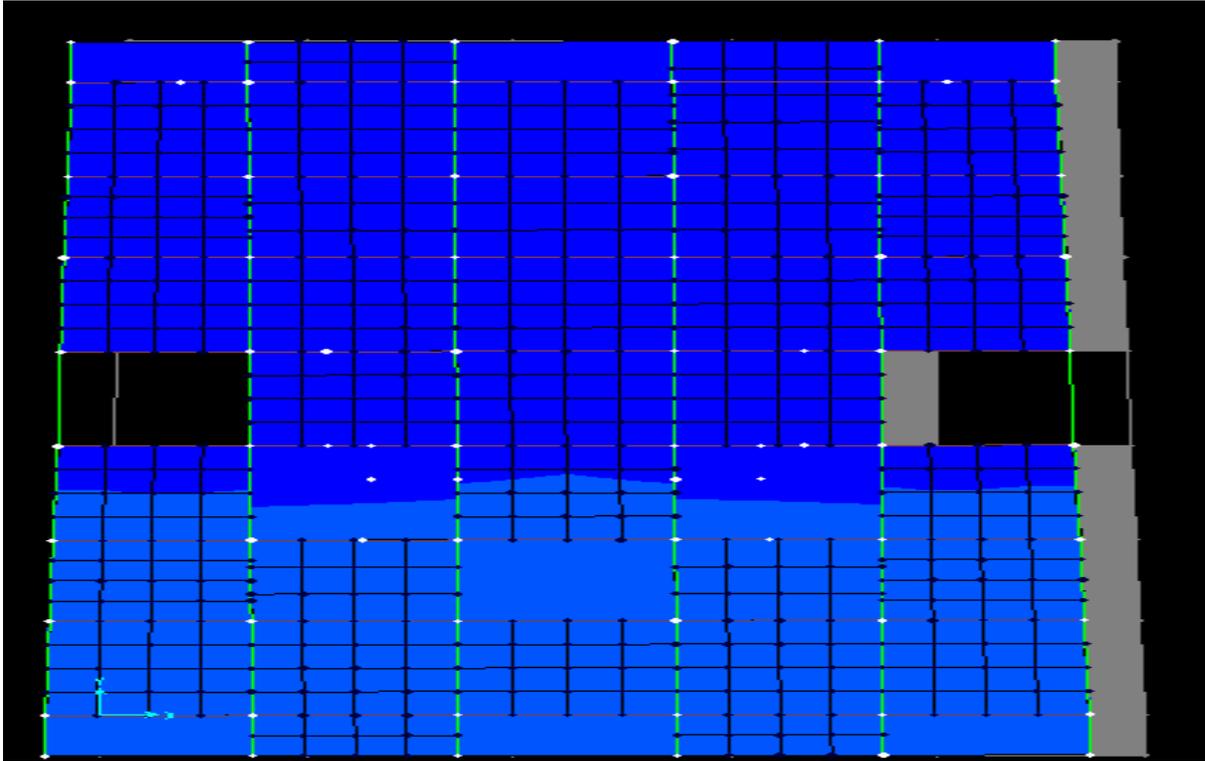


Figure IV.3 : deuxième mode de déformation (translation suivant x)

- Mode (3) :

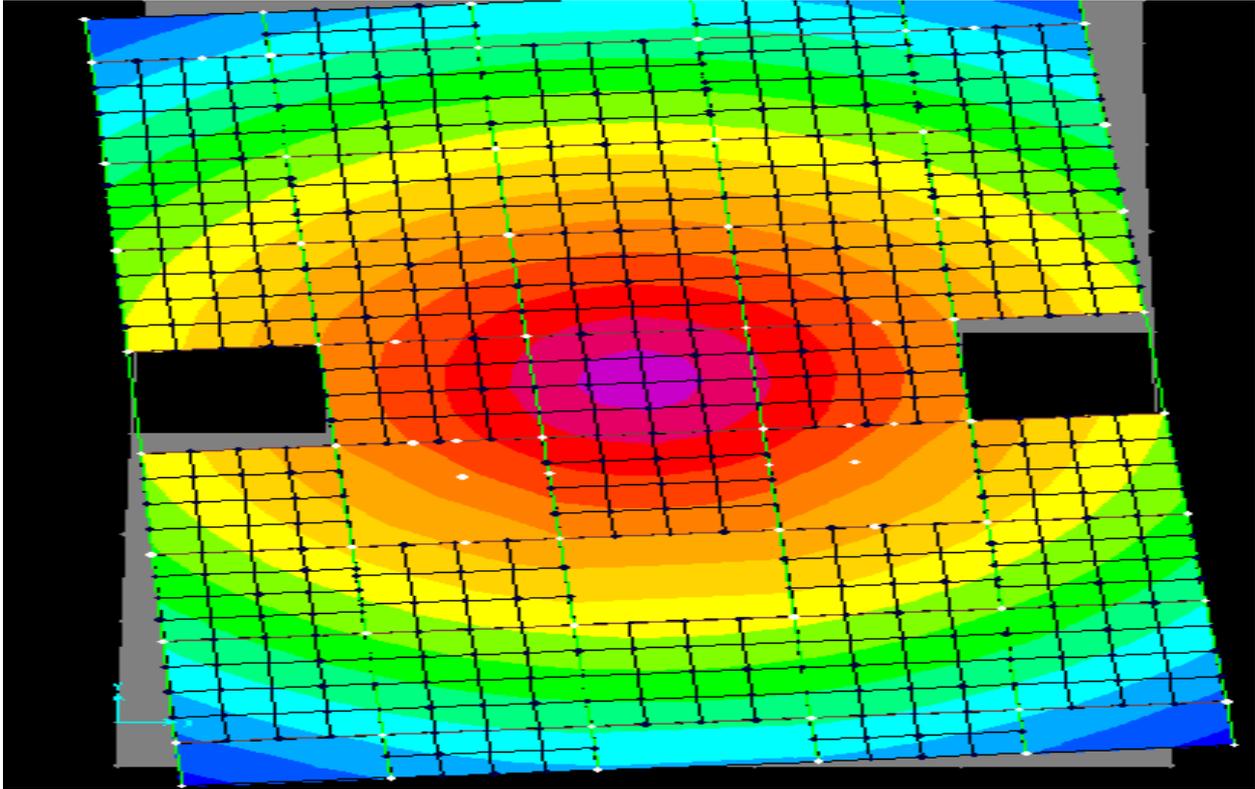


Figure IV.4 : troisième mode de déformation (rotation suivant z)

➤ **Période de vibration et taux de participation des masses modales :**

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Mode	Période	UX	UY	SUM UX	SUMUY
1	0,670251	0,00003439	0,72969	0,00003439	0,72969
2	0,659594	0,76675	0,00002904	0,76679	0,72972
3	0,642816	0,00046	0,00003431	0,76725	0,72975
4	0,208431	0,12806	0,000000213	0,89531	0,72975
5	0,198169	5,433E-07	0,14391	0,89531	0,87366
6	0,192745	0,000002921	0,00001998	0,89532	0,87368
7	0,110079	0,04768	0,000001868	0,943	0,87369
8	0,097757	0,00039	0,0053	0,94339	0,87899
9	0,095065	0,00003101	0,05227	0,94342	0,93125
10	0,094757	0,000001282	0,00217	0,94342	0,93342
11	0,072638	2,152E-09	0,00018	0,94342	0,9336
12	0,071102	0,00005546	0,00007446	0,94348	0,93368

Tableau IV.1 : Période de vibration et taux de participation des masses modales

Interprétation des résultats obtenus

- le premier mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (y-y)
- le 2^{ème} mode est un mode de translation suivant l'axe transversal (x-x)
- le 3^{ème} mode est un mode de torsion.
- les facteurs de participation massique ont atteint les 90% aux modes 9^{ème}

IV.2.2.3. Analyse spectrale :

➤ **Spectre de réponse :** La réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ξ), et de la pulsation (ω). Donc, pour des accélérogrammes donnés, si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse, et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & \dots \dots \dots 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta (1.25 A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & \dots \dots \dots T_1 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2.5 \eta (1.25 A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \frac{Q}{R} & \dots \dots \dots T \geq 3 \text{ sec} \end{cases}$$

➤ **Représentation graphique du spectre de réponse de calcul :**

L'excitation du modèle par le spectre du RPA, nous permet d'évaluer sa réponse sismique

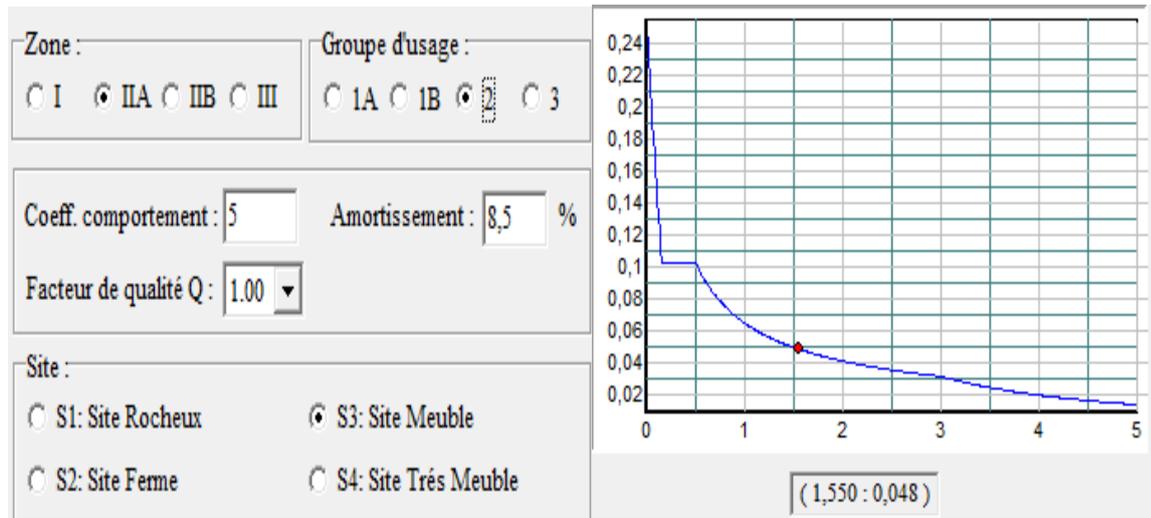


Figure IV.5 : Spectre de réponse de la structure

IV.3. Justification de l'interaction voile-portique :

L'article 3-4-4-a du RPA99/03 exige que pour les constructions à contreventement mixte avec justification de l'interaction, les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales ; les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

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

IV.3.1. Sous charges verticales :

-Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques : $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\%$

-Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\%$

Les résultats de l'interaction sous charges verticales sont présentés sur le tableau suivant :

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
RDC	3989,0212	848,3497	4837,3709	82,4625873	17,5374127
Etage 1	3447,2019	746,5736	4193,7755	82,1980552	17,8019448
Etage 2	2989,72	660,7689	3650,4889	81,899167	18,100833
Etage 3	2521,6266	583,8806	3105,5072	81,198543	18,801457
Etage 4	2078,2106	492,4523	2570,6629	80,8433731	19,1566269
Etage 5	1631,6411	403,9402	2035,5813	80,1560272	19,8439728
Etage 6	1206,1112	304,5399	1510,6511	79,8404873	20,1595127
Etage 7	775,8924	210,5285	986,4209	78,6573358	21,3426642
Etage 8	363,3034	99,1913	462,4947	78,5529867	21,4470133

Tableau IV.2 : Interaction sous charges verticales

Les voiles reprennent au max 20% de charge vertical d'étage dans tous les niveaux. L'interaction vertical est donc vérifiée, mais dans les niveaux (6, 7,8) les voiles reprennent plus de 20%.

IV.3.2. Sous charges horizontales :

- Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques $\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\%$
- Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles : $\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\%$

Les résultats de l'interaction sous charges horizontales sont présentés sur le tableau suivant

Selon x-x :

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
RDC	1064,713	1432,445	2341,707	42,6369897	57,3630103
Etage 1	1566,844	766,636	2174,01	67,1462365	32,8537635
Etage 2	1556,788	651,763	2051,509	70,4891125	29,5108875
Etage 3	1384,269	644,589	1892,088	68,2289741	31,7710259
Etage 4	1330,249	481,169	1681,202	73,4368876	26,5631124
Etage 5	1113,531	427,391	1445,915	72,2639433	27,7360567
Etage 6	973,483	256,623	1162,012	79,1381393	20,8618607
Etage 7	615,802	260,528	827,454	70,2705602	29,7294398
Etage 8	528,519	115,099	598,876	82,1168768	17,8831232

Tableau IV.3 : Interaction sous charges horizontales (sens x-x)

Selon axe y-y :

Niveaux	Charges reprises en (KN)			Pourcentages repris (%)	
	Portiques	Voiles	Total	Portiques	Voiles
RDC	630,991	1815,483	2446,474	25,7918539	74,2081461
Etage 1	922,509	1213,006	2135,515	43,1984322	56,8015678
Etage 2	1081,945	923,229	2005,174	53,9576615	46,0423385
Etage 3	1075,163	755,02	1830,183	58,7462019	41,2537981
Etage 4	1096,761	542,011	1638,772	66,9257835	33,0742165
Etage5	885,206	501,871	1387,077	63,8180865	36,1819135
Etage6	871,404	246,072	1117,476	77,9796613	22,0203387
Etage7	585,181	230,135	815,316	71,7735209	28,2264791
Etage8	650,025	240,726	890,751	72,9749391	27,0250609

Tableau IV.4 : Interaction sous charges horizontales (sens y-y)

IV.4. Vérification de la résultante de la force sismique :

Selon **RPA99V2003 (Article 4.3.6)**, la résultante des forces sismiques à la base obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente

Résultats des forces sismiques	V_{dyn} (KN)	$0,8V_{sta}$ (KN)	Remarque
Sens x-x	2305	1531,27	Vérifié
Sens y-y	2190	1658,928	Vérifié

Tableau IV.5 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

On voit bien que $V_{dyn} > 0.8V_{st}$

IV.5. Vérification de l'effort normale réduit :

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{(Article 7.1.3.3) RPA99V2003.}$$

Avec :

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton = 25 Mpa

Niveaux	B (cm2)	N (KN)	ν	Observation
RDC	3025	1666,34	0,22	Vérifiée
etg 1et2	2750	1300,85	0,189	Vérifiée
etg3et4	2500	963	0,154	Vérifiée
etg5et6	2025	517	0,092	Vérifiée
etg7et8	1800	245	00,054	Vérifiée

Tableau IV.6 : Vérification de l'effort normal réduit.

L'effort normal réduit est donc vérifié à tous les niveaux.

IV.6. Justification vis-à-vis de déplacement : (Article 4.4.3) RPA 99/V2003.

Le déplacement horizontal à chaque niveau (k) de la structure est calculé comme suit :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{Formule (4-19).}$$

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

R : coefficient de comportement (R = 5).

Le déplacement relatif de niveau (k) par rapport au niveau (k-1) est égal à :

$$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1} \quad \text{Formule (4-20).}$$

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage à moins qu'il ne puisse être prouvé qu'un plus grand déplacement relatif peut être toléré (**Article 5.10 RPA99/2003**).

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-après :

Selon x-x :

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	0,108	0,54	0	0,54	408	0,132
1	0,244	1,22	0,54	0,68	306,0	0,222
2	0,396	1,98	1,22	0,76	306,0	0,248
3	0,55	2,75	1,98	0,77	306,0	0,252
4	0,696	3,48	2,75	0,73	306,0	0,239
5	0,83	4,15	3,48	0,67	306,0	0,219
6	0,94	4,7	4,15	0,55	306,0	0,180
7	1,017	5,085	4,7	0,39	306,0	0,126
8	1,12	5,6	5,085	0,52	306,0	0,168

Tableau. IV.7 : Vérification des déplacements relatifs (sens x-x).

Selon y-y

Niveaux	δ_{ek} (cm)	δ_k (cm)	δ_{k-1} (cm)	Δ_k (cm)	h_k (cm)	Δ_k/h_k (%)
RDC	0,09	0,45	0	0,45	408,0	0,11
1	0,216	1,080	0,450	0,63	306,0	0,206
2	0,365	1,825	1,080	0,75	306,0	0,243
3	0,52	2,600	1,825	0,78	306,0	0,253
4	0,68	3,400	2,600	0,80	306,0	0,261
5	0,829	4,145	3,400	0,74	306,0	0,243
6	0,96	4,800	4,145	0,66	306,0	0,214
7	1,078	5,390	4,800	0,59	306,0	0,193
8	1,18	5,900	5,390	0,51	306,0	0,167

Tableau. IV.8 : Vérification des déplacements relatifs (sens y-y).

IV.7. Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ : RPA99/V2003 (Article 5.9).

Les effets de second ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments où la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux.

$$\theta = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

P_k : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associés 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 d'étage (k).

Si $0.10 < \theta_k < 0.20$: les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^{er}

ordre par le facteur : $\frac{1}{(1 - \theta_k)}$

Si $\theta_k > 0.20$: La structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La condition $\theta \leq 0.1$ est satisfaite, d'où les effets de second ordre ou effet P- Δ peuvent être négligés.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci- après

Selon x-x :

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
1	408,0	4837,3709	0,54	2341,707	0,030	Vérifiée
2	306,0	4193,7755	0,68	2174,01	0,048	vérifiée
3	306,0	3650,4889	0,76	2051,509	0,049	vérifiée
4	306,0	3105,5072	0,77	1892,088	0,046	vérifiée
5	306,0	2570,6629	0,73	1681,202	0,040	vérifiée
6	306,0	2035,5813	0,67	1445,915	0,034	vérifiée
7	306,0	1510,6511	0,55	1162,012	0,026	vérifiée
8	306,0	986,4209	0,39	827,454	0,017	vérifiée
9	306,0	462,4947	0,52	598,876	0,014	vérifiée

Tableau. IV.9 : Vérification des effets P- Δ (sens x-x).

Selon y-y :

Niveaux	h_k (cm)	P_k (KN)	Δ_k (cm)	V_k (KN)	θ_k	Observation
RDC	408,0	46511,591	0,45	1925,056	0,026	vérifiée
2	306,0	40219,329	0,63	1634,18	0,050	vérifiée
3	306,0	34896,279	0,75	1522,738	0,055	vérifiée
4	306,0	29766,049	0,78	1392,064	0,053	vérifiée
5	306,0	24629,651	0,80	1237,084	0,051	vérifiée
6	306,0	19585,257	0,74	1060,588	0,044	vérifiée
7	306,0	14537,872	0,66	856,814	0,036	vérifiée
8	306,0	9497,501	0,59	643,561	0,028	vérifiée
9	306,0	4450,579	0,51	669,813	0,011	vérifiée

Tableau. IV.10 : Vérification des effets P- Δ (sens y-y)

IV.8. Conclusion :

Pour avoir des translations dans les deux premiers modes et atteindre la satisfaction de l'interaction voiles-portique et aussi le taux de participation massique, lie directement à la géométrie de la structure et aux dispositions des voiles.

Après plusieurs dispositions des voiles nous avons retenus celle qui vérifié tous les exigences du RPA99/2003

Et on a :

les poutres principales (40* 30)

Les poutres secondaires (35* 30)

Poteaux

- RDC (55*55)
- 1-2 (55*50)
- 3-4 (50*50)
- 5-6 (50*45)
- 7-8 (45*40)

Chapitre V

Etude des éléments structuraux

V.1. Introduction :

Une construction résiste au séisme grâce à ces éléments porteurs principaux. Pour cela ces éléments doivent être suffisamment dimensionnés, armés (ferrillés) et bien disposés pour qu'ils puissent reprendre toutes les sollicitations.

V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux son rôle reprendre et transmettre les sollicitations de superstructure vers la fondation, Leurs ferrillages se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V15 dans l'ordre suivant : (RPA99/2003).

- ✓ 1.35 G + 1.5 Q.....
- ✓ G + Q.....
- ✓ G + Q + E.....
- ✓ G + Q - E.....
- ✓ 0.8 G + E.....
- ✓ 0.8 G - E.....

Les sections d'armatures sont déterminées selon sollicitations suivantes :

1. $N_{max} \rightarrow M_{corr}$
2. $N_{min} \rightarrow M_{corr}$
3. $M_{max} \rightarrow N_{corr}$

V.2.1. Recommandations du RPA99/2003 :

A. Les armatures longitudinales : (Article 7.4.2.1)

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.

$A_{min} = 0,8 \%$ de 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) $\phi_{min} = 12$ mm (diamètre minimal utilisés pour les barres longitudinales)

La longueur minimale de recouvrement est de 40ϕ en zone (IIa)

Les jonctions par espacement doivent être faites si possible, en dehors de la zone nodale (zone critique).

La zone est définie l' et h' tel que

$l' = 2h$ et h_e : hauteur d'étage

$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}, b_1, h_1, 60\text{cm} \right)$

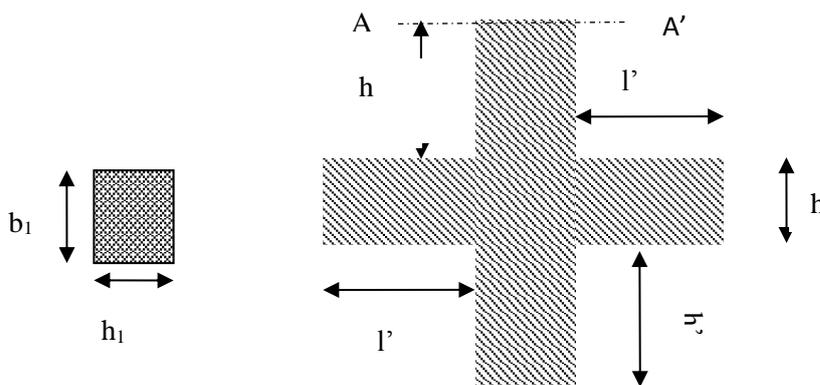


Figure. V.1 : Zone nodale

Chapitre 5

Etude des éléments structuraux

Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A ^{max} RPA (cm ²)	
			Zone courant	Zone de recouvrement
RDC	55*55	24.2	121	181.2
1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	55*50	22	110	165
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	50*50	20	100	150
5 ^{ème} et 6 ^{ème} étages	50*45	18	90	135
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	45*40	14.4	72	108

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

B. Armatures transversales : (Article 7.4.2.2).

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$

- ✓ V_u : L'effort tranchant de calcul.
- ✓ h_1 : Hauteur totale de la section brute.
- ✓ f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ✓ ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture fragile par effort tranchant, il est pris égal à 2,5 si l'élançement géométrique " λ_g " dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.
- ✓ t : L'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule précédente ; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
 - **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min}(10\phi_l, 15 \text{ cm})$. En zone IIa.
 - **Dans la zone courante** : $t' \leq 15\phi_l$. En zone IIa.

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

➤ La quantité d'armatures transversales minimales :

$\frac{A_t}{t \cdot b_1}$ En % est donnée comme suit :

$$A_t^{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \geq 5$$

$$A_t^{\min} = 0.8\% (t \times b_1) \text{ si } \lambda_g \leq 3$$

si : $3 < \lambda_g < 5$ Interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : est l'élançement géométrique du poteau

$$\lambda_s = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right) ; \text{ Avec } a \text{ et } b, \text{ dimensions de la section droite du poteau dans la direction de}$$

déformation considérée, et l_f : longueur de flambement du poteau.

- Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ minimum .
- Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12 cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

V.2.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Les sollicitations de calcul selon les combinaisons les plus défavorable sont extraites directement de notre model, les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Ni veau	N _{min} → M _{corr}		N _{max} → M _{corr}		M _{max} → N _{corr}	
	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN.m)	N(KN)	M (KN .m)
RDC	8.94	17.22	1580.64	64.33	445.53	94.81
1^{ère} et 2^{ème} étage	88.89	32	1300.08	21,41	761.93	84.01
3^{ème} et 4^{ème} étage	54.14	19.14	963.1	20	407.53	65.65
5^{ème} et 6^{ème} étages	3.05	6.43	633.69	18,84	217.2	57.52
7^{ème} et 8^{ème} étage	0.15	0.61	309.54	16.79	56.91	47.94

Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.

V.2.3. Ferrailage :

a) Ferrailage longitudinal :

Le calcul de ferrailage se fera pour un seul poteau comme exemple de calcul et les autres seront résumés dans un tableau.

- Les résultats des ferrailages adoptés pour les poteaux sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{cal} (cm ²)	A adopté	Nombre de barres
RDC	55*55	24.2	0.71	28.65	4HA20+8HA16

Chapitre 5

Etude des éléments structuraux

1^{ère} et 2^{ème} étage	55*50	22	0.39	24.13	12HA16
3^{ème} et 4^{ème} étage	50*50	20	0.33	20.36	4HA16+8HA14
5^{ème} et 6^{ème} étage	50*45	18	0.30	18.47	12HA14
7^{ème} et 8^{ème} étage	45*40	14.4	0.03	15.21	4HA14+8HA12

Tableau V.3 : Les armatures longitudinales adoptés pour les poteaux

b) Armatures transversales :

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Niveau	RDC	1^{ère} et 2^{ème} étage	3^{ème} et 4^{ème} étage	5^{ème} et 6^{ème} étage	7^{ème} et 8^{ème} étage
Section (cm²)	55*55	55*50	50*50	50*45	45*40
λ_g	5.19	4.28	4,28	4.76	5,35
ρ_a	2.5	3.75	3,75	3.75	2,5
V_u (KN)	78.87	89.39	45.72	41.41	29.39
t_{zone nodale} (cm)	10	10	10	10	10
t_{zone courante} (cm)	15	15	15	15	15
A_t (cm²)	1,23	2.28	1.16	1.16	0.61
A_t^{min} (cm²)	2.47	4.12	4.12	3.71	1.8
A_t^{adoptée} (cm²)	6HA8=3.02	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA10=4,71	6HA8=3.02

Tableau V.4 : Les armatures transversales adoptés pour les poteaux

V.2.4. Vérifications

A. Vérification au flambement (effort normal ultime) :

Selon le BAEL91 (Article 4. 4. 1), les éléments soumis à la flexion composée doivent être justifiés vis-à-vis de l'état ultime de stabilité de forme (flambement).

L'effort normal ultime est défini comme étant l'effort axial maximal que peut supporter un poteau sans subir des instabilités par flambement.

Exemple de calcul :

Chapitre 5

Etude des éléments structuraux

$h = 4.08 \text{ m}$ et $N_{\max} = 1580.64 \text{ KN}$

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Tel que :

α : Coefficient fonction de l'élanement λ

B_r : Section réduite du béton.

A_s : Section d'acier comprimée prise en compte dans le calcul.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 & \text{Si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement ($0.7 * l_0 = 2.85 \text{ m}$),

i : Rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A} \right)^{1/2} = \left(\frac{b \times h^2}{12bh} \right)^{1/2} = \left(\frac{h^2}{12} \right)^{1/2} = \left(\frac{0.55^2}{12} \right)^{1/2} \Rightarrow \lambda = \frac{2.85}{0.158} = 18.03$$

$$\Rightarrow i = 0.158 \text{ m}$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{18.03}{35} \right)^2} = 0.807$$

$$.B_r = (a - 2)(b - 2) = (55 - 2)(55 - 2) = 2809 \text{ cm}^2$$

$$N_U = 0.807 \times \left[\frac{0.2809 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 28.65 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 5002.08 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 1580.64 \text{ KN} < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement}$$

Niveaux	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section	55*55	55*50	50*50	50*45	45*40
L _f (cm)	285,6	214,2	214,2	214,2	214,2
λ	18.03	13.54	14.82	14.82	16.58
As (cm ²)	28.65	24.13	20.36	18.47	15.21
Br (cm ²)	2809	2544	2304	2064	1634
Nultime KN	5002.64	4551.34	4079.36	3661	2915.07

Nu_{max} KN	1580.64	1300.08	963.10	868,68	468,762
Obs	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée	vérifiée

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Commentaire : On voit bien que $N_{max} < N_u$ pour tous les niveaux, donc il n'y pas de risque de flambement.

B. Vérification des contraintes de compression :

La fissuration est peu nuisible, donc la vérification se fait pour la contrainte de compression du béton seulement, cette vérification sera faite pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau.

$$\sigma_{bc} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$A' = 0 \Rightarrow I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$v = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$v' = h - v$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

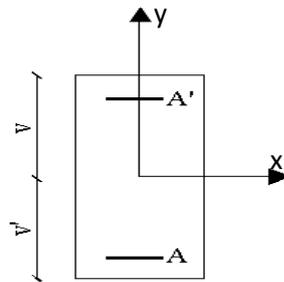


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Niveaux	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm²)	55*55	55*50	50*50	50*45	45*40
D (cm)	52	52	47	47	42
As (cm²)	28.5	24.13	20.36	18.47	15.21
V (cm)	30.53	30.35	27.39	27.41	24.69
V'(cm)	24.47	24.65	22.60	22.58	20.30
I_{gg} (m⁴)	0,0051	0.0072	0.0047	0.0058	0.0038
N_{ser} (KN)	1026	943.9	699.4	460.47	29.23
M_{ser} (KN.m)	29.09	15.3	14.28	13.43	31.84
σ_{bc} Mpa	5.12	4.07	3.63	2.68	2.23

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

On voit bien que $\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc}$ dans les poteaux pour tous les niveaux, donc la contrainte de compression dans le béton est vérifiée.

C. Vérification aux des sollicitations tangentés :

Selon *le RPA 99/2003 (Article 7.4.3.2)*, la contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \text{ avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \text{ ou } \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Niveau	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section(cm ²)	55*55	55*50	50*50	50*45	(45*40)
l _f (cm)	285,6	214,2	214,2	214,2	214,2
λ _g	5.19	4.28	4,28	4.76	5,35
ρ _d	0.075	0.04	0.04	0.04	0.075
d (cm)	52	52	47	47	42
V _u (KN)	78.87	89.39	45.72	41.41	29.39
τ _{bu} (MPa)	0.275	0.343	0.194	0.195	0.175
τ̄ _{bu} (MPa)	1.875	1	1	1	1.875
Obser	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentés

Du tableau ci-dessus, on déduit que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.

V.2.5. Dispositions constructives

- **Longueur des crochets**

$$L = 10 \times \phi_l = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ **Longueur de recouvrement**

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20mm \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80cm.$$

On adopte: $L_r = 100cm.$

$$\phi = 16mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

On adopte: $L_r = 70cm.$

$$\phi = 14mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

On adopte: $L_r = 60cm.$

$$\phi = 12mm \rightarrow L_r = 40 \times 1.2 = 48cm.$$

On adopte: $L_r = 50cm.$

▪ **Détermination de la zone nodale**

La détermination de la zone nodale est nécessaire, car c'est à ce niveau qu'on disposera les armatures transversales de façon à avoir des espacements réduits. Ceci se fait car cet endroit est très exposé au risque du cisaillement.

Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur de ces zones nodales sensibles (selon le RPA).

La longueur à prendre en compte pour chaque barre est donnée dans la figure suivante.

Avec :

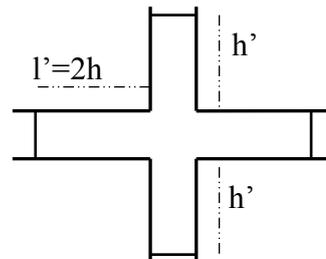
$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60cm\right), l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (40 cm).

= Pour le RDC : $\begin{cases} h' = 70 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$,

= les étages courant : $\begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$,



Nous montrons sur les figures suivantes les différents schémas de ferrillage adoptés pour les différents poteaux

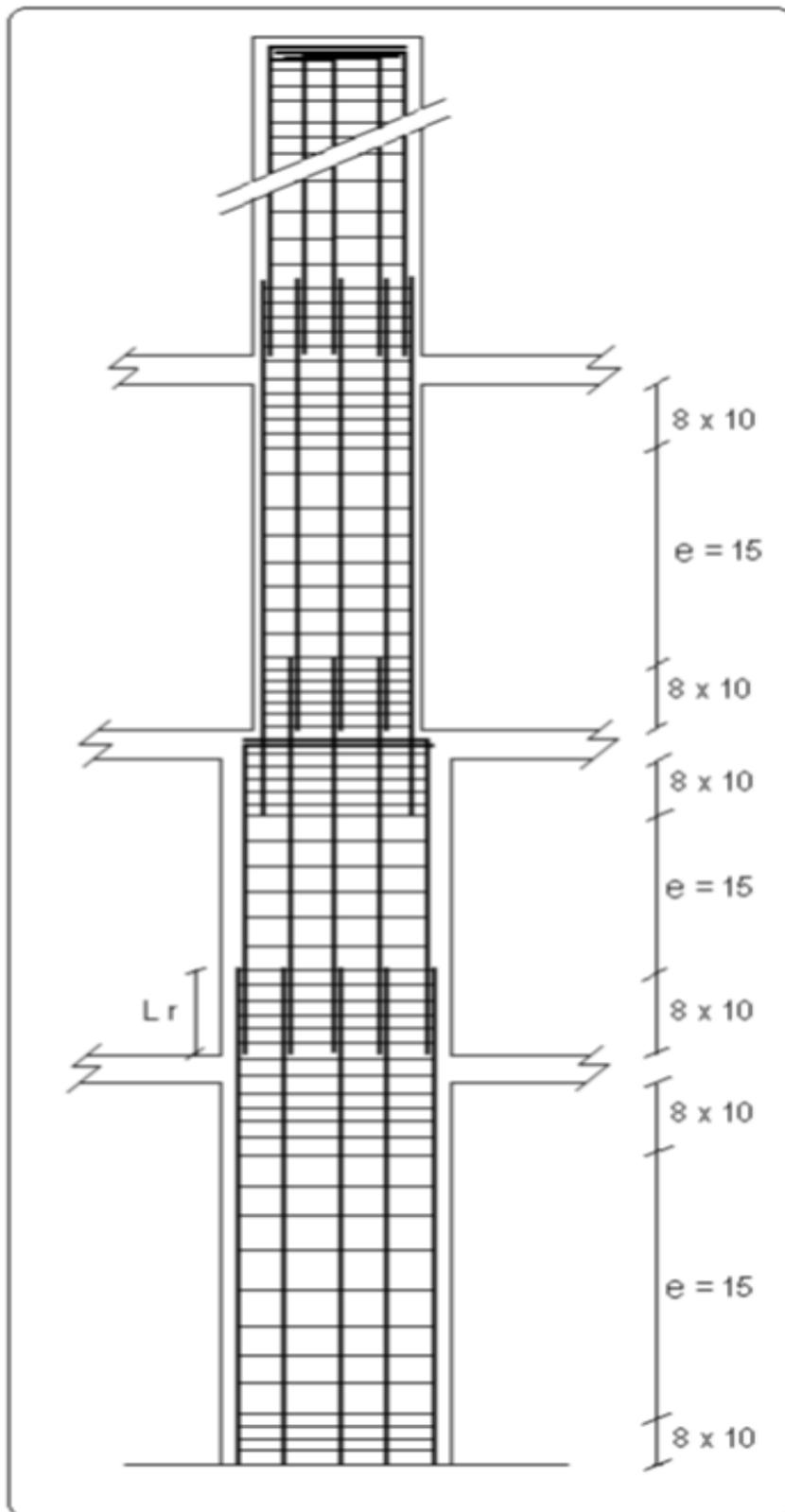


Figure V.3 : disposition des armatures des poteaux

V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux :

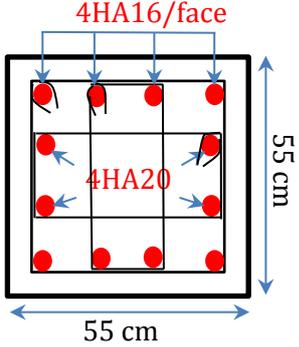
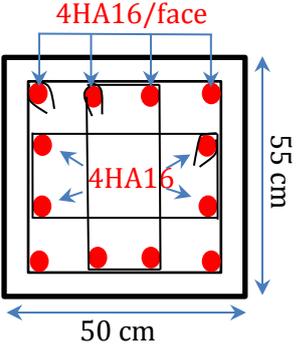
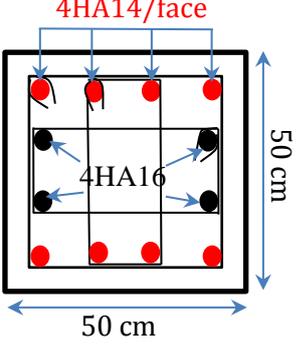
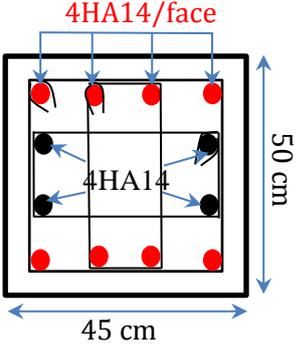
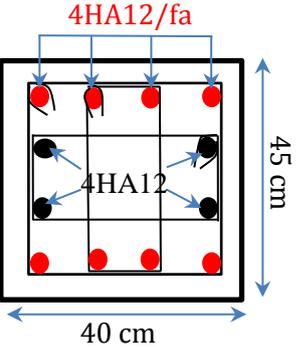
RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage
<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_8</p>  <p>55 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_{10}</p>  <p>55 cm</p> <p>50 cm</p>
3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage
<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_{10}</p>  <p>50 cm</p> <p>50 cm</p>	<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_{10}</p>  <p>50 cm</p> <p>45 cm</p>
7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage	
<p>e=3 cm</p> <p>3 Cadre ϕ_8</p>  <p>45 cm</p> <p>40 cm</p>	

Tableau V.8 : Schémas de ferrailage des poteaux

V.3. Etude des poutres :

Les poutres sont sollicitées en flexion simple, sous un moment fléchissant et un effort tranchant, le moment fléchissant permet la détermination des dimensions des armatures longitudinales. L'effort tranchant permet de déterminer les armatures transversales.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts donnés par le logiciel SAP2000 qui sont des combinaisons les plus défavorables données par le RPA99/2003 suivantes :

- = $1.35G+1.5Q$
- = $G+Q$
- = $G+Q\pm E$
- = $0.8G\pm E$

RPA99/ 2003 (article 5.2)

V.3.1. Recommandation du RPA99/2003 :**A. Coffrage :**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right. \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/ 2003(article 7.5.1)}$$

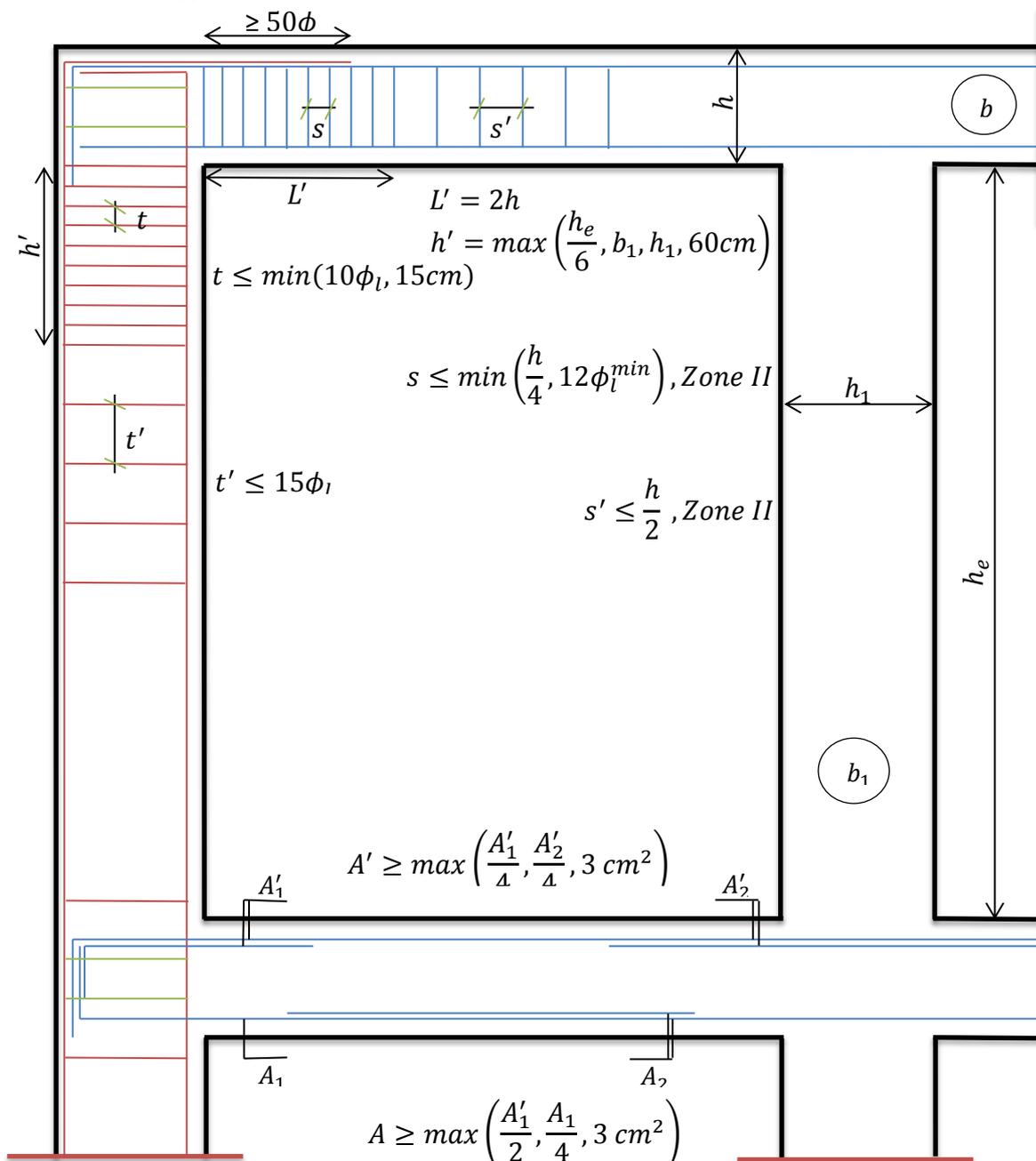
B. Ferrailage :**❖ Les armatures longitudinales RPA 99/2003 (article 7.4.2.1):**

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% de la section de la poutre. $A_l^{\min} = 0.5\% b * h$.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% de la section de la poutre en zone courante.
 - 6% de la section de la poutre 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 :
 - 40ϕ En zone II_a.
 - avec : ϕ_{\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.10**, 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.

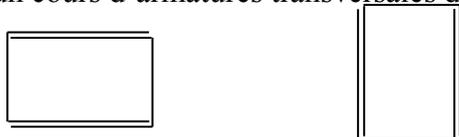
❖ Les armatures transversales RPA 99/2003 (article 7.5.2.2):

- 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 :
 - = $S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$, Zone nodale (Zone II).

- $s \leq \frac{h}{2}$, Zone courante (Zone II).
- La valeur du diamètre ϕ_l des armatures longitudinales à prendre est le plus petit diamètre utilisé, et dans le cas d'une section en travée avec armatures comprimées. C'est le diamètre le plus petit des aciers comprimés.
- Les premières armatures transversales doivent être disposées à 5cm au plus du nu d'appui ou de l'encastrement.



Détail d'un cours d'armatures transversales de la zone nodale



2 U superposés (avec alternation dans l'orientation)

Figure V.4 : Dispositions constructives des portiques

V.3.2. Ferrailage des poutres :

V.3.2.1. Les armatures longitudinales :

Le ferrailage longitudinal calculé est celui obtenu par le logiciel SAP 2000. Nous avons retenu le ferrailage le plus défavorable pour chaque type de poutres de chaque niveau.

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Exemple de calcul

Nous prendrons come exemple la poutre principale l'étage courante

On a :

$$M_a = 85,54 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 73,134 \text{ KN.m}$$

• Armature en travée

$$\mu_{bu} = (73,134 \cdot 10^{-3} / (0,3 \cdot 037^2 \cdot 14,2)) = 0,125 < \mu_u = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,168 \Rightarrow z = 0,345 \Rightarrow A_t = 6,08 \text{ cm}^2$$

$$\mu_{bu} = (85,54 \cdot 10^{-3} / (0,3 \cdot 037^2 \cdot 14,2)) = 0,1466 < \mu_u = 0,392 \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 0,199 \Rightarrow z = 0,34 \Rightarrow A_t = 7,21 \text{ cm}^2$$

Niveau	Type de poutres	Section (cm ²)	Localisation	M (KN.m)	V(KN)	A _{cal} (Cm ²)	A _{min} (Cm ²)	A _{adop} (Cm ²)	nombre
Terrasse inaccessible	pp	40×30	travée	41,96	71,68	3,38	6	6,79	6HA12
			appui	50,88		4,1		6,79	6HA12
	ps	35×30	travée	28,62	46,67	2,66	5,25	6,79	6HA12
			appui	29,42		2,71		6,79	6HA12
Etagé courant	pp	40×30	travée	73,134	195	6,08	6	8,01	3HA12+3HA14
			appui	85,54		7,21		8,01	3HA12+3HA14
	ps	35×30	travée	39,8	100,75	3,75	5,25	6,79	6HA12
			appui	42,7		4,049		6,79	6HA12

Tableau V.9 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales.

❖ Vérification des armateurs Selon le RPA99/2003 :

• Pourcentage maximum des armateurs longitudinaux :

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48 \text{ cm}^2 > A_{Adopté}$

En zone recouvrement : $A_{max} = 6\%b \times h = 0.06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 > A_{Adopté}$

• Longueur de recouvrement :

$L_r > 40\phi$ en zone II $L_r > 40$

$\phi = 12 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 12 = 48 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 50 \text{ cm}$

$\phi = 14 \text{ mm} \Rightarrow L_r > 40 \times 14 = 56 \text{ cm}$ on adopte $L_r = 60 \text{ cm}$

V.3.2.2. Les armatures transversales

a) Calcul des armatures transversales

$$\phi_t \leq \min(\phi_t; h/35; b/10)$$

➤ **Poutres principales :**

$$\phi_t \leq \min(\phi_t; h/35; b/10) = \min(1.2; 1.14; 3)$$

$$\phi_t \leq 1.14\text{cm} \Rightarrow \phi_t = 8\text{mm}$$

Donc on opte pour : $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de Ø8 pour toutes les poutres.

➤ **poutre secondaires :**

$$\phi_t \leq \min(\phi_t; h/35; b/10) = \min(1.2; 1; 3)$$

$$\phi_t \leq 1\text{cm} \Rightarrow \phi_t = 8\text{mm}$$

Donc on opte pour : $A_t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$

Soit : 1 cadre + 1 étrier de Ø8 pour toutes les poutres.

b) Calcul des espacements des armatures transversales :

Poutre principales :

Selon RPA 99 art (7.5.2.2) : $S_t < \min (h/4, 12\phi_{\min},)$

$$\text{Zone nodale} : \begin{cases} S_t \leq \min(10; 14.4)\text{cm} \\ \text{soit } S_t = 10\text{cm} \end{cases}$$

On a adopté un espacement de Zone nodal sur une longueur $l = 2 \times h = 90\text{ cm}$

$$\text{Zone courante} : \begin{cases} S_t \leq h/2 = 40/2 = 20\text{cm} \\ \text{soit } S_t = 15\text{cm} \end{cases}$$

Poutre secondaires :

Selon RPA 99 art (7.5.2.2) : $S_t < \min (h/4, 12\phi_{\min},)$

$$\text{Zone nodale} : \begin{cases} S_t \leq \min(8.75; 14.4)\text{cm} \\ \text{soit } S_t = 8.5\text{cm} \end{cases}$$

$$\text{Zone courante} : \begin{cases} S_t \leq h/2 = 35/2 = 17.5\text{cm} \\ \text{soit } S_t = 15\text{cm} \end{cases}$$

Vérification de la section d'armatures transversales :

Poutre principales :

$$A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 0.2 \times 0.3 = 1.80\text{cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} = 1.80\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

Poutre secondaires:

$$A_t^{\min} = 0.3\% \times S_t \times b = 0.003 \times 0.15 \times 0.3 = 1.35\text{cm}^2$$

$$A_t > A_t^{\min} = 1.35\text{cm}^2 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

V.3.3. Vérifications L'ELU :

a) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45\text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres principales.}$$

$$A_{min} = 0.23 b d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.45 \text{ cm}^2, \text{ Pour les poutres secondaires.}$$

Donc la condition de non fragilité est vérifiée

b) Vérification des contraintes tangentielles maximal :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible:

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\text{Tel que : } \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{BAEL91 (art H.III.2).}$$

Fissuration peu nuisible :

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0,133 \times f_{c28}; 5MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3,33MPa$$

Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Poutres	V _u (KN)	τ _u (MPa)	τ̄ _u (MPa)	Observation
Principales	195	1,76	3,33	vérifiée
Secondaires	100,75	1,049	3,33	vérifiée

Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles

Donc pas de risque de cisaillement et cela pour tout type de poutre.

c) Vérification des armatures longitudinales au cisaillement :

➤ en appui de rive:

$$A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} \dots\dots\dots(1)$$

BAEL91 (Art H.IV.2)

➤ en appui intermédiaire :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right) \dots\dots\dots(2), \gamma_s = 1.15, f_e = 400MPa$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Poutres	A _l (cm ²)	V _u (KN)	M(KN.m)	A _l ^{rive} (cm ²)	A _l ^{int} (cm ²)	Observation
Principales	6,77	195	85,54	5,6	-1,546	Vérifiée
secondaires	6,77	100,75	42,7	1,22	-1,366	Vérifiée

Tableau V.11 : Vérification au cisaillement

V.3.4. Vérification a LES :

a) Etat limite de compression du béton

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A_s y - 15dA_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15MPa$$

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

Les vérifications sont résumées dans le tableau ci- après :

Poutres	Localisation	$M_{ser}(KN)$	Y (cm)	$I (cm^4)$	$\sigma_{bc} (MPa)$	$\bar{\sigma}_{bc} (MPa)$	Vérification
Principales	Appui	37,57	13,67	91676,07	5,60	15	Vérifiée
	Travée	37,51	1	80443,3	5,973	15	Vérifiée
Secondaires	Appui	20,85	11,71	57863,75	4,22	15	Vérifiée
	Travée	17	11,71	57863,75	3,44	15	Vérifiée

Tableau V.12 : Vérification de l'état limite de compression du béton.

b) Etat limite de déformation (évaluation de la flèche)

Le calcul des déformations, est effectué pour évaluer les flèches dans l'intention de fixer les contre-flèches à la construction ou de limiter les déformations de service.

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91**(Article B.6.5) et du **CBA 93**.

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

$$1. \frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}; \quad 2. \frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M_0}; \quad 3. \frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art B.6.5)}$$

poutre	h_t (cm)	b (cm)	L (cm)	A_s (cm ²)	$\frac{h_t}{l}$	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
PP	40	30	370	6.79	0.108	0,085	0.006	0.0105	vérifiée	Vérifiée	vérifiée
PS	35	30	350	6.79	0.1	0,094	0.007	0.0105	vérifiée	vérifiée	vérifiée

Tableau V.13 : vérification de la flèche pour les poutres

Les trois conditions sont vérifiées, donc il est inutile de vérification la flèche

V.3.5. 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.762) exige que : $|M_N|+|M_S| \geq 1.25 \times (|M_W|+|M_E|)$

Cependant cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux (bâtiments Supérieurs à R+2).

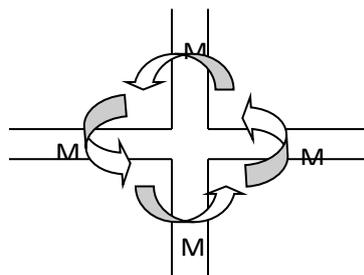


Figure V.5 : Schéma de la Zone nodale

a) Détermination du moment résistant dans les poteaux :

Le moment résistant (M_R) d'une section de béton dépend essentiellement

- Des dimensions de la section du béton
- De la quantité d'armatures dans la section du béton
- De la contrainte limite élastique des aciers

$$M_R = Z \times A_s \times \sigma_s$$

- $Z = 0.85 \times h$ (h : La hauteur totale de la section du béton).

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

Les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous :

Niveau	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	Mr (KN.m)
RDC	55*55	46,75	28.65	466.10
Etage 1 et 2	55*50	46,75	24.13	392.57
Etage 3 et 4	50*50	42,5	20.36	301.12
Etage 5 et 6	50*45	42,5	18.47	273.17
Etage 7 et 8	45*40	38,25	15.21	202.46

Tableau V.14 : Moment résistant dans les poteaux

b) Détermination des moments résistants dans les poutres

Les moments résistants dans les poutres sont calculés de la même manière que dans les poteaux ; les résultats obtenus sont donnés dans le tableau ci-dessous

niveaux	type	Section (cm ²)	Z (cm)	As (cm ²)	Mr (KN.m)
Etage courant	PP	40× 35	34	8.01	94.77
	PS	35× 30	29.75	6.79	70.29
Terrasse inaccessible	PP	40× 35	34	6.79	80.33
	PS	35× 30	29.75	6.79	70.29

Tableau V.15 : Moment résistant dans les poutres

➤ Vérification des zones nodales

Niveau	Ms	M _N	M _n + Ms	1.25 (Me +Mw)	Observation
RDC	466.10	466.10	932.2	236.92	Vérifiée
Etage 1	392.57	392.57	392.57	236.92	Vérifiée
Etage 2	392.57	392.57	392.57	236.92	Vérifiée
Etage 3	301.12	301.12	602.24	236.92	Vérifiée
Etage 4	301.12	301.12	602.24	236.92	Vérifiée
Etage 5	273.17	273.17	546.34	236.92	Vérifiée
Etage 6	273.17	273.17	546.34	236.92	Vérifiée
Etage 7	202.46	202.46	404.92	236.92	Vérifiée
Etage 8	202.46	202.46	404.92	200.82	Vérifiée

Tableau V.16 : Vérification des zones nodales

V3.6. Dispositions constrictives des armatures dans les poutres :

Exemple de ferrailage d'une poutre principale de plancher courant :

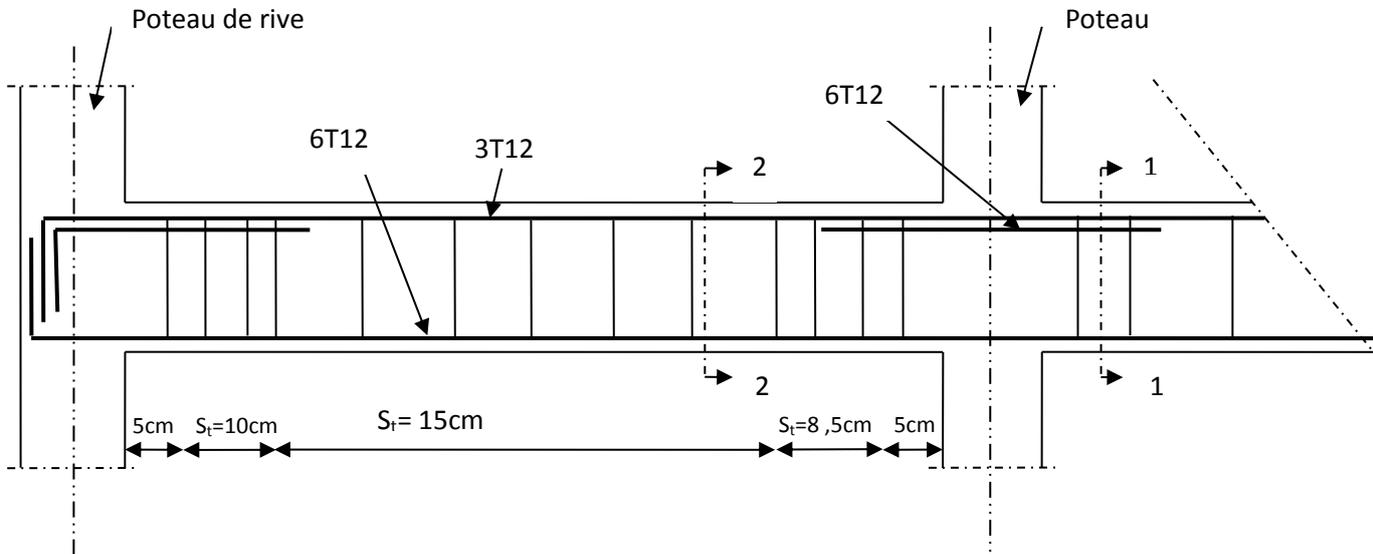
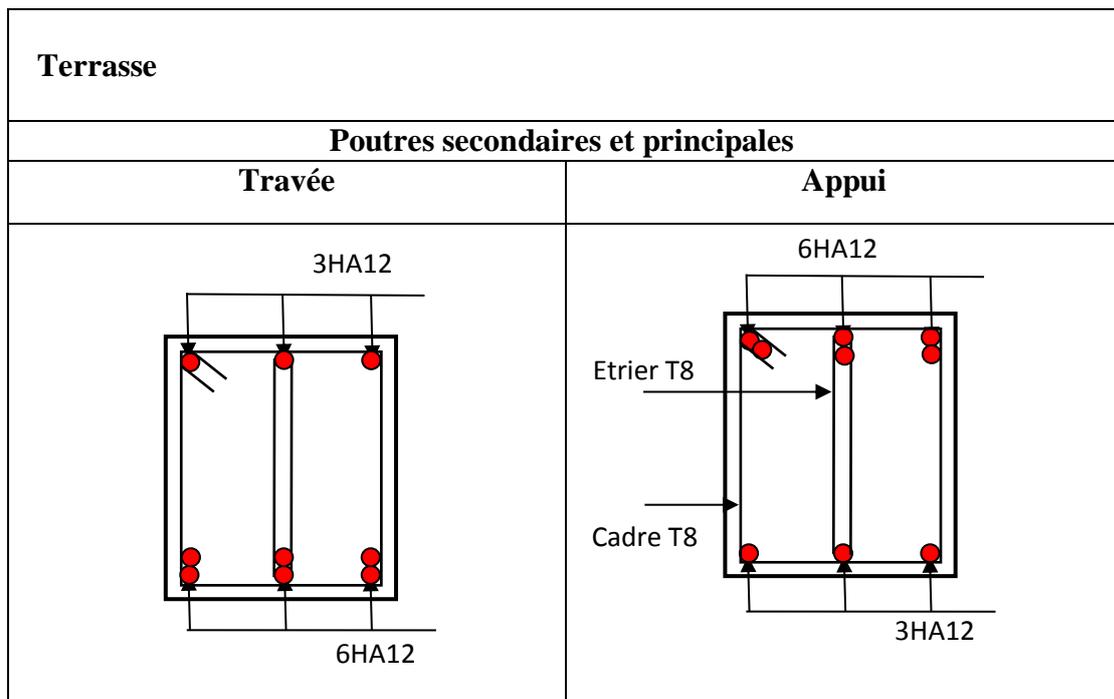


Figure V.6 : schémas du ferrailage d'une poutre principale

V.3.7. Schémas de ferrailage des poutres :



		Poutres principales	
		Travée	Appui
Etage courant			
		Poutres secondaires	

Tableau V.17 : Schéma de ferrailage pour les poutres

V.4. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003, exige de mettre des voiles à chaque structure en béton armé dépassant quatre niveaux ou 14 m de hauteur dans la zone II_a (moyenne sismicité). 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.

D'où, les voiles seront calculés en flexion composé avec effort tranchant, avec les sollicitations issues des combinaisons suivantes :

- $1,35G + 1,5Q$
- $G + Q^{\pm} E$
- $0.8 G^{\pm} E$

V.4.1. Recommandation du RPA :

a) Armatures verticales :

Les armatures verticales sont destinées à reprendre les efforts de flexion. Elles sont disposées en deux nappes parallèles aux faces de voiles. Elles doivent respecter les prescriptions suivantes :

- ✓ L'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures verticales et horizontales de la zone tendue, tel que : $A_{min} = 0.20\% \times (L_t \times e)$
 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 extrémité 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) Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, Elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de $10\phi_l$.

c) Armatures transversales :

Elles sont destinées essentiellement à retenir les barres verticales intermédiaires contre le flambement. Elles sont en nombre de quatre épingles par $1m^2$ au moins.

d) Armatures de coutures :

Le long des joints de reprises de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

e) Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ▬ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 $A_{min} = 0.15\% \cdot b \cdot h$ dans la section globale de voile
 $A_{min} = 0.10\% \cdot b \cdot h$ dans la zone courante
 $\phi_l \leq \frac{1}{10} \times e$ (Exception faite pour les zones d'about).
- ▬ L'espacement : $S_t = \min(1.5 e, 30 \text{ cm})$.
- ▬ Les deux nappes d'armatures horizontales doivent être reliées avec au moins quatre épingles par m^2 . Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- ▬ Longueurs de recouvrement :

- 40ϕ : Pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
- 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. Ferrailage :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section (e×L) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- $N_{max} \rightarrow M$ correspondant
- $N_{min} \rightarrow M$ correspondant
- $M_{max} \rightarrow N$ correspondant

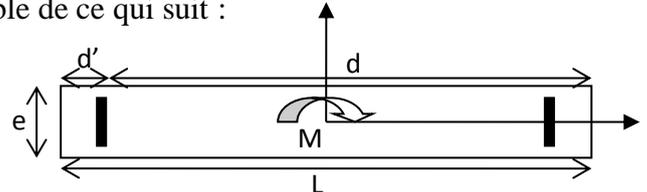


Figure V.7 : Schéma d'un voile plein

= Armatures horizontales :

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos\alpha + \sin\alpha)}$$

{ flexion composé
un effort N = compression } $\Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$

$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b \times h}$; contrainte moyenne de compression.

$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$

$\tau_u = \frac{V_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$

= La longueur de recouvrement :

$L_r \begin{cases} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{cases}$

= Règles communes :

$A_{min} \begin{cases} 0.15\% (L \cdot e), \text{ globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \cdot e), \text{ en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \cdot e), \text{ en zone tendue.} \end{cases}$

• **Diamètres des barres :**

$\phi < \frac{1}{10} e$

• **Espacement des barres horizontales et verticales :**

$S_t \leq 1.5 \times e$

$S_t \leq 30 \text{ cm}$

Les résultats de ferrailages sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous avec :

- ✓ A_v^{cal} / face : Section d'armature verticale pour une seule face de voile.
 - ✓ A_{vmin}^{RPA} : Section d'armature verticale minimale dans le voile complet.
 - ✓ A_v^{adap} / face : Section d'armature verticale adaptée par face.
 - ✓ Nbre/face : nombre de barres adaptées par face.
 - ✓ S_t : Espacement.
 - ✓ A_H^{min} : Section d'armature horizontale minimale dans le voile complet.
 - ✓ A_H^{cal} : Section d'armature horizontale pour 1mètre linéaire.
 - ✓ A_H^{adap} /ml : Section d'armature horizontale adaptée pour 1mètre linéaire.
 - ✓ $A_H^{cal} = \frac{A_v^{adpt}}{4}$
 - ✓ A_v^{adpt} / ml : Section d'armature adoptée par mètre linéaire.
- **Calcul du ferrailage du voile :**
 Le SAP 2000, nous donne les sollicitation (M, Net V) dans chaque voile.
 Après avoir comparé les valeurs les plus défavorables des sollicitations, selon les différents combinaison d'action citée auparavant.
 Les résultats de calcul sont récapitulés dans les tableaux qui suivent :

• **Voile sens xx :(Vx1)**

Niveau	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	80× 20	80× 15	80× 15	80× 15	80× 15
M (KN.m)	19.82	100.35	112.72	27.55	53.76
N (KN)	-725	-373.55	-287.52	-311.76	-100.77
V(KN)	161.47	60.53	74.61	58.94	41.26
τ_u (Mpa)	1.07	0.583	0.663	0.524	0.366
A_v cal /face (cm ²)	11.24	8.25	7.56	5.61	3.14
A_v min/face (cm ²)	2.4	1.8	1.8	1.8	1.8
A_v adopté/face (cm ²)	12.06	9.24	7.60	6.79	4.71
N ^{barres} /face	6HA16	6HA14	2HA14 + 4HA12	6HA12	6HA10
S_t (cm)	20	15	15	15	15
A_h cal/face (cm ² /ml)	3.76	2.88	2.37	1.18	1.47
A_h min/face (cm ² /ml)	0.65	0.67	0.67	0.67	0.67

Chapitre 5

Etude des éléments structuraux

A_h adopté/face (cm²/ml)	4.52	3.14	3.14	3.14	3.14
N^{barres} face (cm²/ml)	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.18 : Résultats du ferrailage du voile Vx1

- Voile sens xx :(Vx2)

Niveau	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm²)	130× 20	130× 15	130× 15	130× 15	130× 15
M (KN.m)	31.3	0.53	188.91	118.7	69.65
N (KN)	-967	770.43	-484.19	-357.37	-209.66
V(KN)	281.8	104.24	123.64	91.33	61.47
τ_u (Mpa)	1.127	0.555	0.659	0.487	0.327
A_v cal /face (cm²)	14.64	11.08	9.99	6.94	4.07
A_v min/face (cm²)	3.9	2.92	2.92	2.92	2.92
A_v adopté/face (cm²)	16.33	11.72	10.78	7.92	5.50
N^{barres}/face	5HA16 + 2HA20	2HA16 + 5HA14	7HA14	7HA12	7HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm²/ml)	3.13	2.25	2.07	1.52	1.05
A_h min/face (cm²/ml)	1.06	1.09	1.09	1.09	1.09
A_h adopté/face (cm²/ml)	3.14	3.14	3.14	3.39	3.39
N^{barres} face (cm²/ml)	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.19 : Résultats du ferrailage du voile Vx2

- Voile sens xx :(Vy)

Niveau	RDC	1 ^{ère} et 2 ^{ème} étage	3 ^{ème} et 4 ^{ème} étage	5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} et 8 ^{ème} étage
Section (cm ²)	240× 20	240× 15	240× 15	240× 15	240× 15
M (KN.m)	1736.91	793.71	299.9	173.19	209.97
N (KN)	-1477.1	-1029.65	-618.83	-474.56	-250.96
V(KN)	385.74	228.75	134.77	97.7	69.06
τ_u (Mpa)	0.82	0.648	0.382	0.277	0.195
A_v cal /face (cm ²)	37.33	21.5	10.99	7.62	5.42
A_v min/face (cm ²)	7.2	5.4	5.4	5.4	5.4
A_v adopté/face (cm ²)	37.70	23.19	11.85	9.42	9.42
$N^{\text{barres}}/\text{face}$	12HA20	10HA16 + 2HA14	7HA12 + 5HA10	12HA10	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	20	20
A_h cal/face (cm ² /ml)	3.92	2.41	1.23	0.98	0.98
A_h min/face (cm ² /ml)	1.95	2.03	2.03	2.03	2.03
A_h adopté/face (cm ² /ml)	4.52	3.39	3.39	3.39	3.39
$N^{\text{barres}} \text{ face (cm}^2/\text{ml)}$	4HA12	4HA10	4HA10	4HA10	4HA10
S_t (cm)	25	25	25	25	25

Tableau V.20 : Résultats du ferrailage du voile Vy

V.4.3. Exemples de schémas de ferrailage :

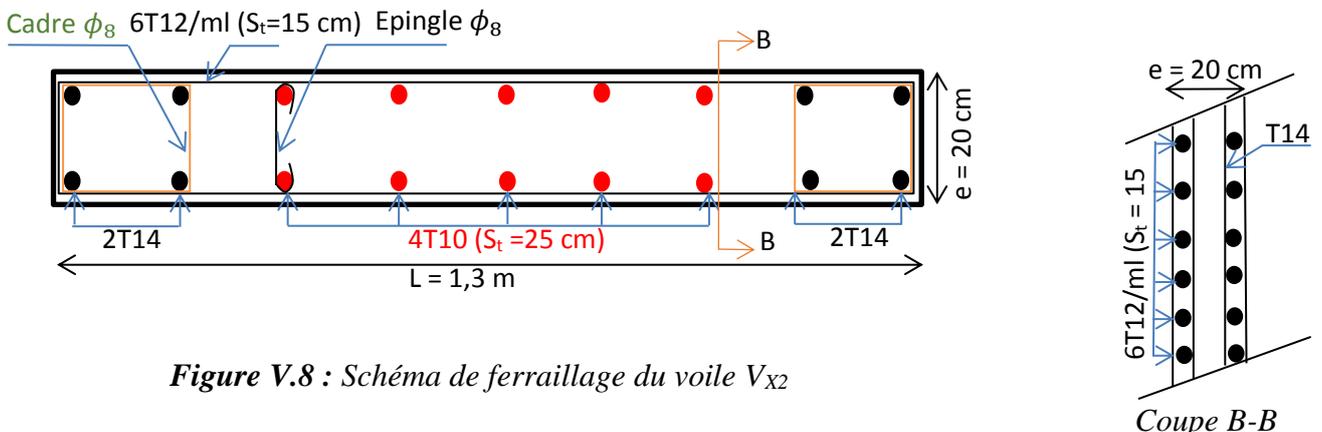


Figure V.8 : Schéma de ferrailage du voile Vx2

V.5. Conclusion :

Les éléments principaux constituent les éléments qui assurent le contreventement de la structure. Au terme de ce chapitre, nous avons étudié ces différents éléments structuraux.

Les poteaux ont été calculés et ferrailés, le ferrailage adopté est le ferrailage maximum obtenu par deux logiciels de calcul (SAP 2000V14, Socotec) et celui donnée par le RPA. Il est noté que le ferrailage minimum du RPA est souvent plus important que celui du logiciel utilisé. On déduit que le RPA favorise la sécurité avant l'économie.

Les poutres, quant à elles, ont été ferrailées en utilisant les sollicitations obtenues par le logiciel SOCOTEC.

Les voiles de contreventement ont été calculés à la flexion composée grâce au logiciel(SOCOTEC)

Les ferrailages adoptés ont respecté les recommandations du RPA99 V2003 et BAEL.

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est en contact direct avec le sol d'assise elle assure la transmission des charges apportées par la superstructure vers le sol, soit directement (cas des semelles sur le sol ou des radiers), soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Elles doivent assurer deux fonctions essentielles :

- ❖ Reprendre les charges et surcharges supportées par la structure ;
- ❖ Transmettre ces charges et surcharges au sol dans de bonnes conditions, de façon à assurer la stabilité de l'ouvrage.

VI.2. Choix de type des fondations :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Le poids de la structure

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (filante ou radier) à au moins 2 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 2,43bars$.

Les fondations sont calculées par les combinaisons d'actions suivantes:

- $G + Q \pm E$
- $0.8G \pm E$ **RPA99/V2003 (Art.10.1.4.1)**

D'une manière générale les fondations doivent répondre à la relation suivante :

$$\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol} , \text{ avec : } N : \text{ Poids total de l'ouvrage en fonctionnement.}$$

S : Surface d'appui sur le sol.

$\bar{\sigma}_{sol}$: La capacité portante du sol.

Pour connaître le type de fondations qui convient à notre structure, on procède à la vérification des semelles isolées puis des semelles filantes. Si ces deux types de semelles ne conviennent pas ; on passe au radier général.

VI.2.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base ($a \times a$) d'où les semelles sont carrées ($A \times A$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N_{sup} : Effort normal agissant sur la semelle obtenu par le SAP2000 V15.

N_{inf} : Le poids estimé de la semelle.

$$N_{inf} = 25 \times 0.45 \times 1.5 \times 1.5 = 25.31 \text{ KN}$$

$$N = N_{sup} + N_{inf} = 1483 + 25.31 = 2510.197 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

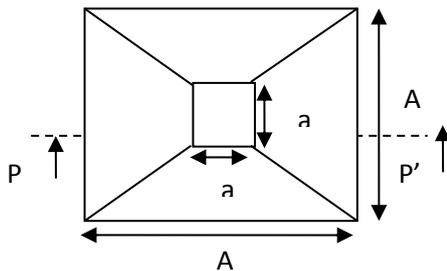


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

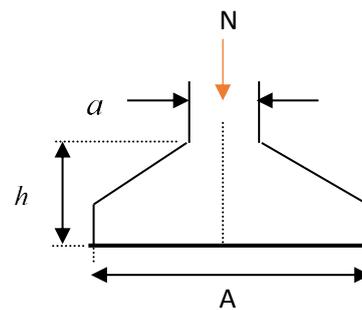


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

Choisissant deux poteaux de section (55*55) dans la structure où la distance entre eux est de 1.95 m dans le sens (y-y)

$$A \geq \sqrt{\frac{a \cdot N}{a \cdot \sigma_{sol}}}, \text{ avec } \sigma_{sol} = 2,42 \text{ bars} \Rightarrow A \geq \sqrt{\frac{0,55 \cdot 2510,197}{0,55 \cdot 242}} = 2,49 \text{ m}$$

On remarque que les semelles isolées sous poteaux sont très rapprochées dans le sens (x-x) la distance entre eux est de 3 m, et le chevauchement entre elles dans le sens (y-y). donc ce choix ne convient pas. Ce qui nous a conduits à vérifier les semelles filantes.

VI.2.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 6 poteaux.

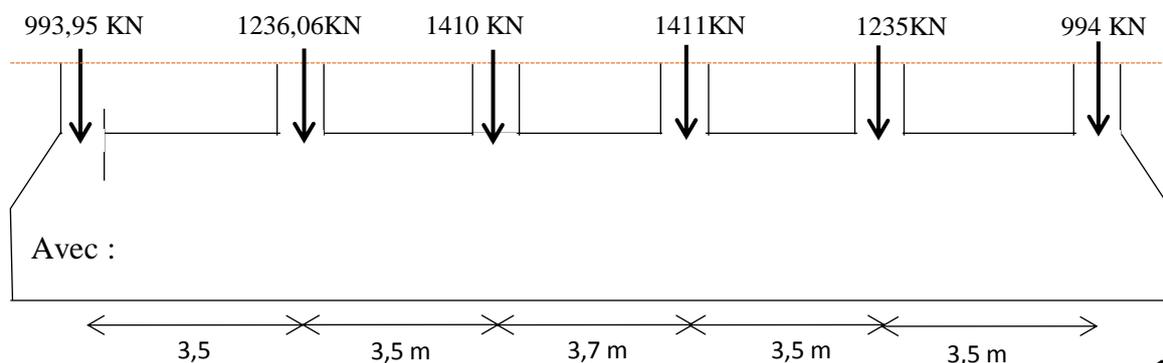


Figure VI.3 : Semelle filante

N_i : l'effort normal provenant du poteau « i ».

$$N = \sum N_i = 7280,01 \text{KN}$$

$$\frac{N}{B * L} \leq \bar{\sigma}_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol} * L} \Rightarrow B \geq \frac{7280,01}{242 * 18} = 1,671 \text{ m}$$

Vu la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles, on constate qu'il y a un chevauchement entre les deux semelles.

Donc on doit passer à un radier général.

VI.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisi selon ces trois principales caractéristiques :

- un mauvais sol.
- les charges transmises au sol sont importantes.
- les poteaux rapprochés (petite trames).

Les choix d'emploi d'un radier général est une solution, afin d'éviter au maximum les désordres dus aux tassements différentiels et assurer une bonne répartition des charges transmises par la superstructure sur le sol d'assise.

On opte pour un radier nervuré, car il offre une grande rigidité, et une facilité d'exécution

VI.3.1. Pré dimensionnement :

A. La condition de coffrage :

- **La nervure**

$$h_n \geq \frac{L_{max}}{10} \dots\dots\dots(1)$$

L_{max} : La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs

$$L_{max} = 3,7 \text{m}$$

En remplaçant dans la relation (1) on obtient $h_n \geq 37 \text{cm}$

- **La dalle** $h_d \geq \frac{L_{max}}{20} \dots\dots\dots(2)$

En remplaçant dans la relation (2) on obtient $h_d \geq 18,5 \text{ cm}$

B. La condition de rigidité

$$L_{max} \leq (\pi/2) \times L_e \dots\dots\dots(1)$$

$$L_e = [(4 \times E \times I) / (K \times b)]^{1/4} \dots\dots\dots(4)$$

Avec :

E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.216 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.

I : Inertie de la section du radier.

K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}$

b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml

$$\text{On a : } I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48L_{\max}^4 K}{\pi^4 E}}$$

$$h_t \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 3,7^4 \times 4 \times 10^4}{3.14^4 \times 3.216 \times 10^7}} \Rightarrow h_t \geq 48,6 \text{ cm}$$

A partir des deux conditions on prend

$h_t = 75$ pour la nervure du radier

$h_d = 25$ cm pour épaisseur de radier

C. Calcul de la surface du radier

$N_s = 47663,650$: effort normal total transmet par la structure donné par le Sap2000

$P_{rad} = 0.25 \times 411,25 \times 25 = 2570,3125 \text{ KN}$ (Poids du radier)

Sous la combinaison G+Q $N(\text{total})$

$$\bar{\sigma}_{sol} \geq \frac{N}{S} \Rightarrow S_{Rad} \geq \frac{50233,96}{243} = 206,72 \text{ m}^2$$

On a $S_{bat} = 411,25 \text{ m}^2$

La surface de bâtiment est $S_{bat} = 411,25 \text{ m}^2 \Rightarrow$ donc on adopte :

$S_{rad} = S_{bat} = 411,25 \text{ m}^2$ (Le radier comporte pas de débord)

VI.3.2. Les Vérifications nécessaires :

a) Vérification au poinçonnement

Le calcul se fait le poteau le plus sollicité

$$N_U \leq 0,045 \cdot U_c \cdot h \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_U : L'effort normal sur le poteau le plus sollicité.

$N_u = 1411 \text{ KN}$

U_c : Le périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$A = 55 + 25 = 85 \text{ cm}$$

$$B = 55 + 25 = 85 \text{ cm}$$

On trouve $U = 3,4 \text{ m}$

$$0,045 \times 3,4 \times 0,50 \times 25 / 1,15 = 1663,04$$

La condition est vérifiée donc pas de risque de poinçonnement

B. Condition de cisaillement

$$\tau_u^{\max} = \frac{V_d}{b \times d} \leq \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} \quad (I)$$

$$\tau_u = \frac{N_u \times L_{\max} \times b}{2 \times S_{rad}} V_u = \frac{65296,023 \times 3,7 \times 1}{2 \times 411,25} = 293,73 \text{ KN}$$

N_u : effort normal de calcul issu de la combinaison la plus défavorable (ELU).

$$\tau_U = \frac{293,73 \times 10^{-3}}{1 \times 0,225} = 1,205 \text{ MPa} < 1,52 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée pas donc on a pas besoins d'armatures transversales

C. Vérification de la contrainte du sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).

Cette Vérification consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\sigma_m = \frac{3\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} < \sigma_{sol}$$

$$\sigma_{x,y} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I}(x, y)$$

A partir du programme *autoucad* on a :

$$I_x = 17839,11 \text{ m}^4, \text{ et } X_G = 8,5 \text{ m.}$$

$$I_y = 8805,1563 \text{ m}^4, \text{ et } Y_G = 11,86 \text{ m.}$$

Avec σ_{\max} et σ_{\min} : contrainte maximal et minimal dans les deux extrémités du radier.

▪ **Sens X-X**

$$N = 47688,078 \text{ KN} \text{ et } M_x = 55516,2349 \text{ KN.m.}$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{S} + \frac{M_x}{I_x} * y_G = 0,151 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,242 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{S} - \frac{M_x}{I_x} * y_G = 0,079 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{sol} = 0,242 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,133 < \bar{\sigma}_{sol} = 0,242 Kpa \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

▪ **Sens Y-Y**

$$N = 47688,078KN \quad \text{et} \quad My = 421562,95KN.m.$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} + \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0,155 Mpa < \bar{\sigma}_{sol} = 0,242 KPa.$$

$$\sigma_{min} = \frac{N}{S} - \frac{M_y}{I_y} * X_G = 0,075 Mpa < \bar{\sigma}_{sol} = 0,242 Kpa$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 0,135 < \bar{\sigma}_{sol} = 0,242 KPa \dots \text{La condition est vérifiée.}$$

NB: N : l'effort normal dû aux charges verticales.

$M_{x,y}$: Moments sismiques à la base.

D. Vérification de la stabilité au renversement

Selon le RPA99, on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$

✓ **Dans le sens X-X**

$$e = \frac{55516,3}{47688,078} = 1,16m < \frac{17}{4} = 4,25m \quad (\text{condition vérifiée})$$

✓ **Dans le sens Y-Y**

$$e = \frac{42156,2}{47688,078} = 0,88m < \frac{23,5}{4} = 5,85m \quad (\text{condition vérifiée})$$

Donc il n'y a pas risque de renversement.

E. Vérification de la poussé hydrostatique

Il faut s'assurer que : $N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$

Avec :

N = (poids propre du bâtiment ; uniquement la superstructure)

H = 2m, la hauteur de la parie encrée du bâtiment

$F_s = 1.5$ (coefficient de sécurité).

$S_{rad} := 411,25m^2$ (surface du radier).

$\gamma_w = 10 \text{ KN}/m^3$ (poids volumique)

On trouve:

$$N = 47688,078 \text{ KN} \geq 1.5 * 2 * 411,25 * 10 = 12337,5 \text{ KN} \dots \dots \dots \text{condition et vérifiée}$$

VI.3.3. Ferrailage du radier

Le radier sera calculé comme un plancher renversé, sollicité à la flexion simple causée par la réaction du sol. On calculera le panneau le plus défavorable et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

A. Calcul des sollicitations

$$Q_u = \frac{N_u}{S_{tot}} = \frac{65296,023}{411,25} = 158,77 \text{ KN} / m^2$$

N_u : est l'effort normal ultime ramène par la superstructure, et l'infrastructure.

Pour faciliter l'exécution et homogénéiser le ferrailage, il est préférable de calculer le panneau le plus sollicité.

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} \Rightarrow \rho = \frac{2,95}{3,15} = 0,936 > 0.4 \Rightarrow \text{la dalle travaille dans les deux sens}$$

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

B. Calcul de Ferrailage

B.1. À l'ELU : ($v = 0$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,04235 \\ \mu_y = 0,855 \end{cases} \dots \dots \dots \text{(Annexe I).}$$

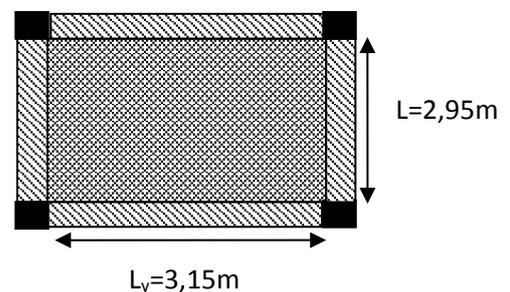


Figure. VI.4 : dalle sur 04 appuis

$$M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.04235 \times 158,77 \times 2,95^2 = 58,1 \text{ KN.m}$$

$$M_0^x = 58,18 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_0^x \Rightarrow M_0^y = 0,855 \times 58,18 = 49,74 \text{ KN.m} \text{ à l' :}$$

B.1.1. Calcul des moments réels

➤ **En travées :**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 49,45 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 42,279 \text{ KN.m}$$

➤ **En appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0,5 M_t^x = 19,09 \text{ KN.m}$$

Le ferrailage se fait pour une section $b \times h = (1 \times 0.250) \text{ m}^2$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

B.1.2. Condition de non fragilité

$$\text{➤ En travée : } \begin{cases} A_x^{\min} = \rho_0 \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) \times b \times h_r \\ A_y^{\min} = \rho_0 \times b \times h_r \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0.0008$ pour des HA et $f_e E400$

$$\begin{cases} A_x^{\min} = 0.0008 \times (3 - 0,945) \times 100 \times 25 / 2 = 2,055 \text{ cm}^2 / \text{ml} \\ A_y^{\min} = 0.0008 \times 100 \times 25 = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml} \end{cases}$$

Localisation	sens	M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² / ml)	A _{min} (cm ² / ml)	A _{opt} (cm ² / ml)	Choix /ml	S _t (cm)
Travée	x-x	49,18	8,29	2,055	9,05	8HA12	10
	y-y	42,279	8,22	2	9,05	8HA12	10
Appuis		19,09	5,8	2,055	7,92	7HA12	13

Tableau VI.1 : Ferrailage du radier

B.2. Vérification à l'ELS : ($\nu = 0.2$)

$$\begin{cases} \mu_x = 0,4955 \\ \mu_y = 0,9013 \dots \dots \dots \text{(Annexe I).} \end{cases}$$

$$N_{ser} = 47633,656 \text{ KN}$$

$$Q_s = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \Rightarrow Q_u = \frac{47633,656}{411,25} \Rightarrow Q_u = 115,83 \text{ KN / m}^2$$

$$M_0^x = \mu_x \times Q_u \times l_x^2 \Rightarrow M_0^x = 0.04955 \times 115,83 \times 2,95^2 \Rightarrow M_0^x = 69,1012 \text{ KN.m}$$

$$M_0^y = \mu_y \times M_o^x \Rightarrow M_0^y = 0,916 \times 69,1012 = 63,3 \text{ KN.m}$$

- **Moment en travées**

$$M_t^x = 0.85 \times M_0^x \Rightarrow M_t^x = 58,74 \text{ KN.m}$$

$$M_t^y = 0.85 \times M_0^y \Rightarrow M_t^y = 53,8 \text{ KN.m}$$

- **Moment en appuis**

$$M_a^x = M_a^y = -0.5 M_a^x = -34,55 \text{ KN.m}$$

B.2.1. Etat limite de compression du béton

- **En travée :**

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

$$y = 6,48 \text{ cm}$$

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

$$\sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} \times y = 10,22 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa pas risque de fissuration de beton.}$$

B.2.2. Les contraintes dans l'acier

La fissuration est nuisible donc la contrainte de traction des armatures est limitée, c'est le cas des éléments exposés aux intempéries.

fissuration nuisible \Rightarrow

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}\right) = 201,6 \text{ MPa.}$$

Les résultats de calcul des contraintes sont résumés dans le tableau ci-dessous :

localisation	sens	M _{ser} (KN.m)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ _b (MPa)	σ _{adm} (MPa)	σ _s (MPa)	σ _s (MPa)	Obs
Travée	x-x	58,74	6,48	46117,5	8,25	15	296,5	201,6	No obs
	y-y	53,8	6,48	46117,5	7,56	15	271	201,6	No obs
Appui		34,55	6,145	37674,18	5,63	15	218	201,6	No obs

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes dans le béton et dans l'acier

On remarque que la contrainte dans les aciers n'est pas vérifiée donc on va recalculer les armatures à l'ELS

localisation	Mser(KN.m)		β	α	$A_{calculée}$ (cm ² / ml)	A_{opt} (cm ² / ml)	Choix /ml	S _t (cm)
Travée	x-x	58,74	0,006	0,40	15,3	16,08	8HA16	12,5
	y-y	53,8	0,0055	0,387	13,89	14,07	7HA16	15
Appui	34,55		0,0035	0,30	8,66	10,05	5 HA 16	20

Tableau VI.3 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

➤ Schéma de ferrailage

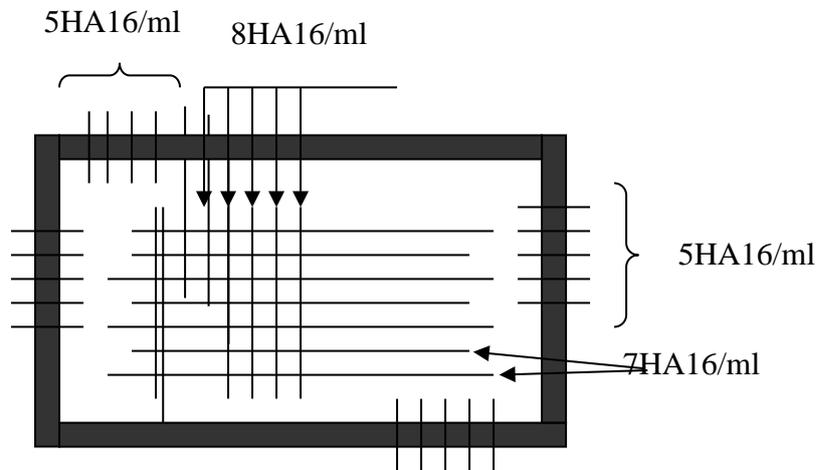


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier

VI.4. Etude des nervures :

Les nervures servent d'appuis au radier, la répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale (selon les lignes de rupture).

Pour la simplification des calculs on ferraille la nervure la plus sollicitée, et on adopte le même ferrailage pour les autres nervures.

A. Estimation des charges revenant aux nervures et calcul des sollicitations :

Pour simplifier les calculs on remplace les charges trapézoïdales et les charges triangulaires par des charges uniformément réparties.

▪ **Charges trapézoïdales :**

$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) l_{xg} \right]$ Avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale

▪ **Charges triangulaires :**

$P = (q_u \times l_x) / 3$ avec : P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire

VI.4.1. Calcul des sollicitations :

Pour le calcul des sollicitations on utilise la méthode de Caquot :

▪ **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 :

Avec : Les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l & \text{Travée de rive} \\ 0.8 \times l & \text{Travée intermédiaire} \end{cases}$

▪ **Moments en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q \times x}{2} (l - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q \times l}$$

Sens X-X :

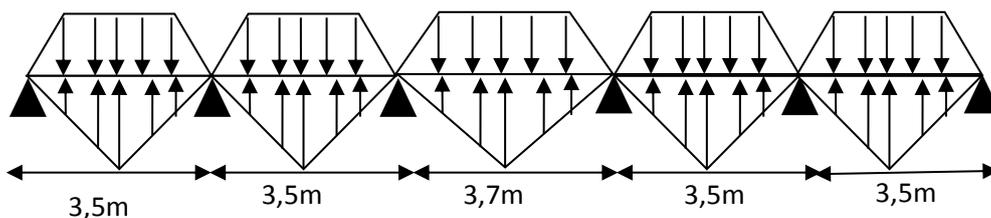


Figure VI.6 : Sollicitations sur les nervures dans le sens X

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci- dessous :

localisation	Travée	appui
$M_u(KN.m)$	337,538	263,06
$M_s(KN.m)$	258,88	210,7

Tableau VI.4 : Sollicitation sur la nervure dans le sens longitudinal

Sens Y-Y :

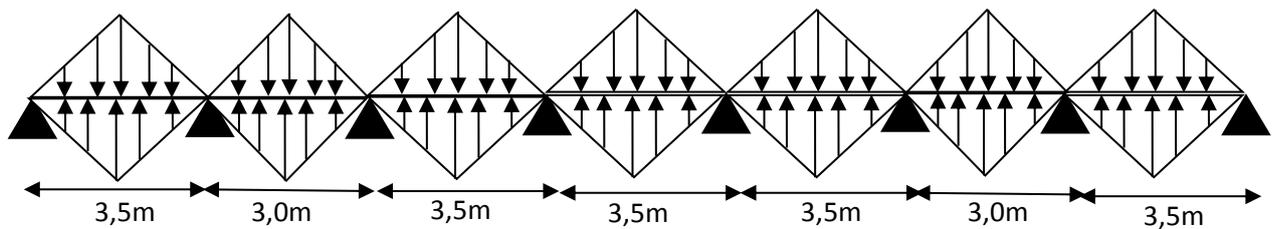


Figure VI.7 : Sollicitations sur les nervures dans le sens Y

Les résultats des calculs sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

localisation	Travée	appui
$M_u(KN.m)$	336,015	260,48
$M_s(KN.m)$	239,12	181,22

Tableau VI.5 : Sollicitation sur la nervure dans le sens transversal

VI.4.2. Ferrailage :

Les nervures sont des poutres continues, de section en T, elles sont ferrillées à la flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

$h=75cm$

$h_0=25cm$

$b_0=60cm$

$$b \leq 2 \times \min\left(\frac{l_y}{10}; \frac{l_x}{2}\right) + b_0$$

$$\Rightarrow \text{Sens } x; \quad b \leq \min\left(\frac{2,95}{10}; \frac{2,95}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,19m.$$

$$\Rightarrow \text{Sens } y; \quad b \leq \min\left(\frac{3,15}{10}; \frac{2,95}{2}\right) \times 2 + b_0 = 1,19m.$$

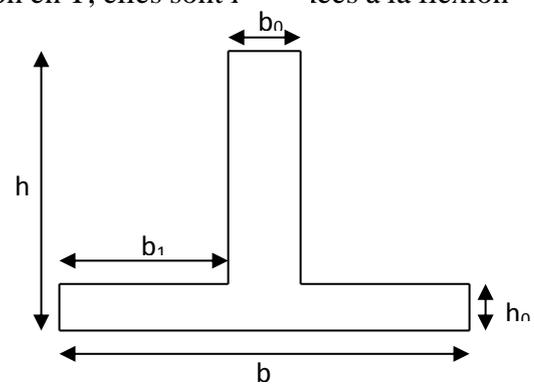


Figure VI.8 : Section à ferrailer.

Remarque : Le ferrailage des nervures en appuis est comme une section rectangulaire (b×h).

Mais la section a prendre en travée est une section en T.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivant :

Sens	Localisation	M(KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)	Choix
X-X	Travée	337,538	14,13	10,058	16,08	8HA16
	Appui	263,06	11	10,058	16,08	8HA16
Y-Y	Travée	336,15	14,09	10,058	16,08	8HA16
	Appui	260,48	10,85	10,058	16,08	8HA16

Tableau VI.6 : Résumé des résultats du ferrailage des nervures

➤ **Les Vérifications**

• **Vérification de l'effort tranchant**

$$V_1 = \frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 0,153MN; \quad V_2 = -\frac{q \times l}{2} + \frac{M_g - M_d}{l} = 0,472MN$$

$$V = \max(V_1, V_2) \Rightarrow V = 0,472MN$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V}{b \times d} = 0,566MPa < 2.5MPa.$$

• **Armatures transversales**

$$\Phi_t \geq \min (b_0/10; h/35; \Phi_L^{\min})$$

$$\Phi_t \geq \min (6 \text{ mm} ; 2,41\text{mm} ; 16 \text{ mm})=6 \text{ mm} \quad \text{On adopte a un étrier } \Phi 10.$$

• **Espacement des aciers transversaux**

$$\text{Soit : } A_t = 3,14 \text{ cm}^2 = 4T10$$

$$St \leq \min(0.9d, 40cm) \Rightarrow St = \min(63; 40cm) = 40cm$$

$$St \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} = \frac{3,14 \times 400}{0.4 \times 60} = 52,33cm$$

$$St \leq \frac{0.8 \times A_t \times f_e}{b_0 \times (\tau_u - 0.3 f_{t28})} = 19,75cm \quad \text{Soit : } St = 15 \text{ cm}$$

• **Armatures de peau :**

D'après le CBA (Article A.7.3), on doit mettre des armateurs de peau de section $A_p=3\text{cm}^2/\text{ml}$ par la hauteur des nervures.

Nous avons : $h_n = 75\text{cm} \Rightarrow A_p = 3 \times 0.75 = 2,25\text{cm}^2$. On adopt 2HA14=3,08cm²/face.

• **Vérification des contraintes**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens	Localisation	$M_{ser}(KNm)$	$\sigma_b (MPa)$	$\bar{\sigma}_b (MPa)$	$\sigma_s (MPa)$	$\bar{\sigma}_s (MPa)$	Obs
X-X	Travée	258,88	4,84	15	147,56	201,63	vérifiée
	Appui	210,7	3,94	15	119,7	201,63	vérifiée
Y-Y	Travée	239,12	4,74	15	136,30	201,63	vérifiée
	Appui	181,22	3,39	15	103,34	201,63	vérifiée

Tableau VI.7 : Résumé des résultats (vérification des contraintes).

VI.4.3. Schémas de ferrailage des nervures

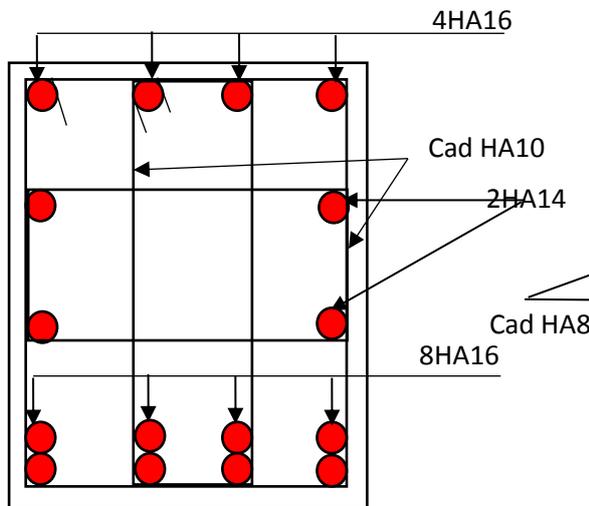


Figure VI.9 : Ferrailage des nervures en appuis

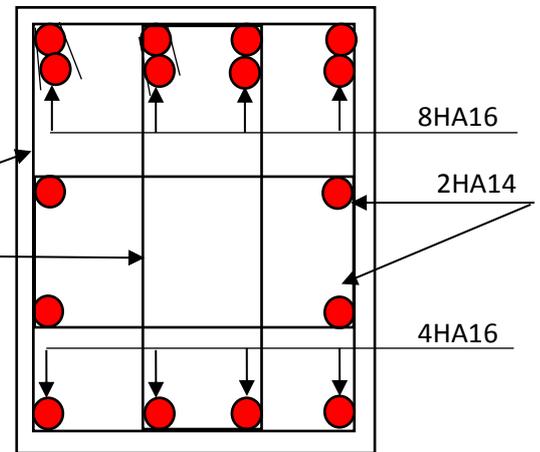


Figure VI.10 : Ferrailage des nervures en travée

VI.5. Conclusion :

Pour connaître le type de fondation qui convient à notre structure, nous avons procédé à un calcul avec semelles isolées. Ces dernières ne convenaient pas à cause du chevauchement qu'elles engendraient. Le même calcul a été mené avec des semelles filantes. Ces dernières ne convenaient pas non plus pour les mêmes raisons.

Nous sommes ensuite passé à un calcul avec fondation sur radier général. Ce dernier a été calculé comme un plancher renversé. Le ferrailage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant

Conclusion Générale

Conclusion général

L'étude de ce projet nous a permis, d'une part d'acquérir des nouvelles connaissances concernant le domaine du bâtiment et d'approfondir nos connaissances déjà acquises durant notre cursus sur la réglementation en vigueur.

Par ailleurs, cette étude nous a permis d'arriver à certaines conclusions qui sont :

✓ La disposition des voiles en respectant l'aspect architectural du bâtiment, est souvent un obstacle majeur pour l'ingénieur du Génie Civil. Ces contraintes architecturales influent directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures, telles que les séismes. Grâce à la grande rigidité des voiles vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les endommagements sismiques des éléments non structuraux.

✓ L'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

✓ Dans l'étude des éléments porteurs, on a constaté que les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA99, cela est dû au surdimensionnement, et que le RPA99 valorise la sécurité avant l'économie.

✓ Il est apparu que la vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans les constructions mixtes vis-à-vis des charges verticales et horizontales est indispensable et dans la plus part des cas est déterminant pour le dimensionnement des éléments structuraux.

✓ Afin de limiter les dommages en cas de séisme, ou l'effondrement de la bâtisse il est impérativement nécessaire de faire un bon choix du site d'implantation de la structure avec des fondations adaptées aux préventions et recommandations

Il est important de souligner la nécessité de garantir une meilleure qualité des matériaux qui à son tour garantira, avec la mise en place de procédures de contrôle adéquates, car il est clair que sans une mise en œuvre de qualité de la part de l'entrepreneur, la construction peut s'effondrer suite à l'utilisation des matériaux de qualité médiocre et/ou de qualité d'exécution dérisoire. Raison pour laquelle une démarche de conception parasismique dans la construction doit être mise en place, elle doit se baser sur trois points :

- respect de réglementation parasismique.
- conception architecturale parasismique.
- mise en œuvre soignée de la construction.

BIBLIOGRAPHIE

- **BAEL91/99** : (Béton armé aux états limites)
- **RPA99**: Règles Parasismiques Algériennes (RPA99/VERSION 2003)
- **CBA 93**: Règles de conception et de calcul des structures en béton armé(CBA93).
- **DTR BC 2.2** : (Charges permanentes et surcharges d'exploitation ; édition 1989).
- **DTR BC 2.33.1** « Règles de calcul des fondations superficielles », édition 1992.

Annexe I

Dalles rectangulaires uniformément chargées articulées sur leur contour

$\alpha = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $\nu = 0$		ELS $\nu = 0.2$	
	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 II

Table de PIGEAUD

M1 et M2 pour une charge concentrique $P = 1$ s'exerçant sur une surface réduite $u * v$ au centre d'une plaque ou dalle rectangulaire appuyée sur son pourtour et de dimension $Lx * Ly$

Avec $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.6$$

		u/lx											
		v/ly	0.0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
Valeur de M₁	0.0	/	0.273	0.217	0.183	0.162	0.143	0.127	0.114	0.104	0.094	0.087	
	0.1	0.310	0.249	0.208	0.178	0.158	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093	0.086	
	0.2	0.255	0.224	0.193	0.168	0.152	0.137	0.122	0.110	0.100	0.092	0.084	
	0.3	0.220	0.200	0.176	0.158	0.144	0.130	0.117	0.106	0.097	0.088	0.080	
	0.4	0.197	0.180	0.162	0.148	0.135	0.122	0.110	0.100	0.092	0.083	0.077	
	0.5	0.177	0.162	0.149	0.137	0.125	0.113	0.103	0.094	0.087	0.078	0.072	
	0.6	0.160	0.148	0.137	0.126	0.115	0.106	0.097	0.088	0.081	0.074	0.067	
	0.7	0.144	0.135	0.124	0.114	0.106	0.098	0.090	0.082	0.075	0.068	0.062	
	0.8	0.131	0.123	0.114	0.106	0.098	0.090	0.083	0.076	0.069	0.063	0.057	
	0.9	0.119	0.112	0.104	0.097	0.090	0.083	0.076	0.069	0.063	0.057	0.053	
1.0	0.109	0.102	0.095	0.088	0.081	0.075	0.068	0.063	0.057	0.053	0.049		
Valeur de M₂	0.0	/	0.320	0.232	0.200	0.181	0.163	0.150	0.136	0.120	0.103	0.095	
	0.1	0.170	0.160	0.150	0.144	0.136	0.127	0.118	0.107	0.098	0.087	0.079	
	0.2	0.110	0.109	0.107	0.103	0.100	0.096	0.088	0.083	0.076	0.069	0.061	
	0.3	0.084	0.083	0.082	0.080	0.078	0.074	0.070	0.065	0.059	0.053	0.049	
	0.4	0.064	0.064	0.063	0.062	0.060	0.057	0.053	0.050	0.048	0.046	0.043	
	0.5	0.049	0.049	0.049	0.048	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	
	0.6	0.044	0.044	0.044	0.044	0.043	0.042	0.040	0.038	0.037	0.034	0.031	
	0.7	0.038	0.038	0.038	0.038	0.037	0.036	0.034	0.033	0.031	0.028	0.026	
	0.8	0.033	0.033	0.033	0.033	0.032	0.030	0.029	0.028	0.026	0.024	0.021	
	0.9	0.028	0.028	0.028	0.028	0.027	0.026	0.024	0.023	0.022	0.019	0.018	
1.0	0.023	0.023	0.023	0.023	0.022	0.021	0.019	0.018	0.017	0.016	0.015		

Annexe III

Performances & Raffinement

Table dimensionnelle T30

ascenseurs de personnes
machinerie supérieure
entraînement électrique

Ligne Building

Charge nominale en kg	Vitesse nominale en m/s	Entrain. (1)	Nombre niveaux maxi	Course maxi en m	Dimensions de cabine	Passage libre de porte	Dimensions de gaine	Profondeur de cuvette (2)		
					BK x TK x HK	BT x HT	BS x TS	HSG		
630 8 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
800 11 pers.	1.00	2 v	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1.60	Dy S	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	110 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
1000 13 pers.	1.00	2 v	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		Dy S	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
		ACVF	12	32	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	140	140	
	1.60	Dy S	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
		ACVF	18	50	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	155	160	
	2.50	Dy MV	28	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
	4.00	TD 2	31	80	160 x 140 x 230	110 x 210	240 x 230	180	220	
								320		
	1250 16 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
			ACVF	12	32	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	140	160
		1.60	Dy S	18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160
ACVF			18	50	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	155	160	
2.50		Dy MV	28	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220	
4.00	TD 2	31	80	195 x 140 x 230	110 x 210	260 x 230	180	220		
							320			
1600 21 pers.	1.00	Dy S	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
		ACVF	12	32	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	140	160	
	1.60	Dy S	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
		ACVF	18	50	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	155	160	
	2.50	Dy MV	28	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
		TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
	4.00	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
								320		
	6.30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	180	220	
								400		

Nota: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires.
 (1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = variation continue de fréquence, Dy MV = Dynatron (marche continue de vitesse), TD 2 = Transatron 2 (variation de tension sans treuil).
 (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs pour dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-11. Figurent en italique les valeurs qui font l'objet d'une documentation P 02-208.
 (3) La puissance est calculée suivant la norme C.15-100 et C.15-105.
 * est à titre indicatif.

Caractéristiques générales

Disposition	en simplex (pour les dispositions en batterie, consulter la table T31)	Maintenance	collective (descente sélective, à analyse permanente de trafic)
Nombre de faces de service	simple accès	Portes automatiques	à ouverture centrale trafic intense
Distance mini entre niveaux	255 cm		

Hauteur sous dalle (2) HSK	Dimensions mini (EN 81-1) local des machines			Passage libre trappe	Intensité pour 50 Hz en Ampère				Puissance absorbée (3) en kVA	Réaction maxi en daN			
	BO	TO	HO		TRI 220 V		TRI 380 V			FC	local des machines		
					In	Id	In	Id			DM	PM	
355	380	180	360	200	120 x 100	36	94	21	54	26	10200	8200	1500
355	380	180	380	200	120 x 100	37	87	21	50	25	10200	8200	1500
355	380	180	420	200	120 x 100	28	70	16	40	19	10200	8200	1500
365	400	180	400	200	140 x 100	42	99	24	57	28	14500	5100	1500
365	400	180	420	200	120 x 100	36	90	21	53	26	14500	5100	1500
365	420	240	390	200	140 x 100	54	179	31	104	43	25000	8400	1500
365	420	240	400	200	120 x 100	49	117	28	67	33	25000	8400	1500
365	420	240	440	200	120 x 100	31	78	18	45	22	25000	8400	1500
375	420	240	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	25500	9000	1500
375	420	240	440	200	140 x 100	49	123	29	73	36	25500	9000	1500
435	520	240	460	210	180 x 100	123	391	71	226	96	27000	10500	2000
465	520	240	460	220	150 x 100	□	□	□	□	□	28000	11000	2000
490		240	500	240	140 x 120	□	□	□	□	□	30000	12500	3000
400	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	82	40	29000	9500	1500
400	440	260	400	200	120 x 100	49	123	29	73	36	29000	9500	1500
410	440	260	400	200	160 x 100			52	127	62	30000	11000	1500
410	440	260	400	200	140 x 100	59	142	34	85	41	30000	11000	1500
435	540	260	460	220	200 x 120	141	451	82	262	111	31000	12000	2000
465	540	260	460	220	150 x 120	□	□	□	□	□	32000	12000	2500
530		260	500	240	160 x 120	□	□	□	□	□	33000	14000	3000
400	440	260	430	200	140 x 100	59	142	34	82	40	33000	11000	1500
400	440	260	430	200	120 x 100	49	123	29	73	36	33000	11000	1500
410	440	260	430	200	170 x 100			52	127	62	33500	12500	1500
410	440	260	430	200	140 x 100	66	165	38	95	46	33500	12500	1500
460	540	260	520	210	210 x 120	166	530	96	307	130	35000	13500	2500
470	540	260	520	220	150 x 120	□	□	□	□	□	36000	14000	3000
540		260	520	240	200 x 120	□	□	□	□	□	38000	18000	5000
590		260	520	280	230 x 140	□	□	□	□	□	38000	19500	7000



Symbolisé et homologué par le Comité National de Liaison pour la Réhabilitation des Handicapés (autorisation d'emploi n° 001). Les appareils sont conformes à la Norme NF P 91-201 et accessibles aux handicapés circulant en fauteuil roulant.

Il n'est pas possible de donner des valeurs précises dans le contexte d'un document général. S'agissant d'installations à très hautes performances, il est vivement conseillé de prendre contact avec votre correspondant Schneider habituel.

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

stratigraphique jouent en faveur d'une bonne stabilité d'ensemble. Le talus Ouest, taillé à plus de 70°, présente une très bonne stabilité.

III - 2 Capacité portante des sols

La formation présentant les meilleures dispositions géotechniques, donc une garantie pour l'assise de l'ouvrage projeté, est le substratum marneux dur gisant à faible profondeur à savoir au delà de 2.00 mètres de profondeur à partir du niveau naturel (côté route amont).

La contrainte admissible des sols dans cet horizon peut être évaluée à partir des données de résistance à la pénétration dynamique par la relation empirique suivante :

$$Q_{adm} = RP/\alpha$$

Avec : α = facteur de portance fonction de la nature du sol, du type de fondations et de la profondeur d'ancrage. Dans notre cas nous prendrons R_p la plus pessimiste pour chacune des tranches et $\alpha = 25$

A titre indicatif, nous donnons dans le tableau ci-après la contrainte admissible des sols rencontrés en profondeur.

Prof. m	RP MOY Kgf/cm ²	Qadm Bars	Nature apparente du sol
0/1	20	0.80	Dépôts de pentes Marne argileuse Marne altérée compacte
1/2	60	2.43	
2/3	100	4.00	
3/4	110	4.40	Marne compacte
4/5	120	4.80	
5/6	130	5.20	
6/7	150	6.00	

IV-CONCLUSION

Au terme des investigations menées sur le terrain destiné à recevoir la construction du siège de l'Agence CTC de Tizi Ouzou, nous tirons la conclusion suivante :

Le terrain étudié est situé sur la ligne de crête du Bordj de Tizi Ouzou, à quelques 50m de l'entrée Ouest de la caserne de la Gendarmerie Nationale. Il occupe une parcelle de terrain comprise entre deux voies carrossables ; la première en amont menant vers la caserne et la seconde en aval en partance vers le lotissement. La topographie du site est légèrement moutonnée en surface par les dépôts éparses de remblais récents et présente une rupture de pente à l'Ouest, créant ainsi un talus abrupt, haut de 7m environ sur la voie avale.

La géologie du site est constituée d'un socle marneux gisant à très faible profondeur, repéré entre 2.00/3.00m avec une inclinaison orientée dans le sens de la pente naturelle (côté Ouest). Il est recouvert d'une tranche d'altération moyenne de 1,00m d'épaisseur et enfin en surface recouvert par les dépôts de pente.

A titre indicatif, le pouvoir portant des sols à la profondeur de 2.00 m à partir de la côte finie des terrassements, déduite de la résistance à la pénétration dynamique, est de 2.43 bars. La capacité portante des sols devient plus importante au-delà de cette profondeur.

Les caractéristiques intrinsèques des sols en places pour le calcul de soutènement sont donnés généralement pour ce type de formation ; dans la fourchette suivante ;

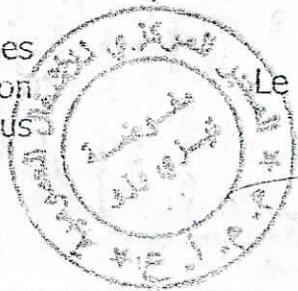
$$0,50 < C_{uu} \text{ Kg/cm}^2 < 1,00$$

$$10^\circ < \text{Angle de Frottement} < 15^\circ$$

Enfin le LCTP, reste à la disposition du client pour d'autres informations complémentaires

Le Chef d'Antenne LCTP/TO
Le chargé de l'étude

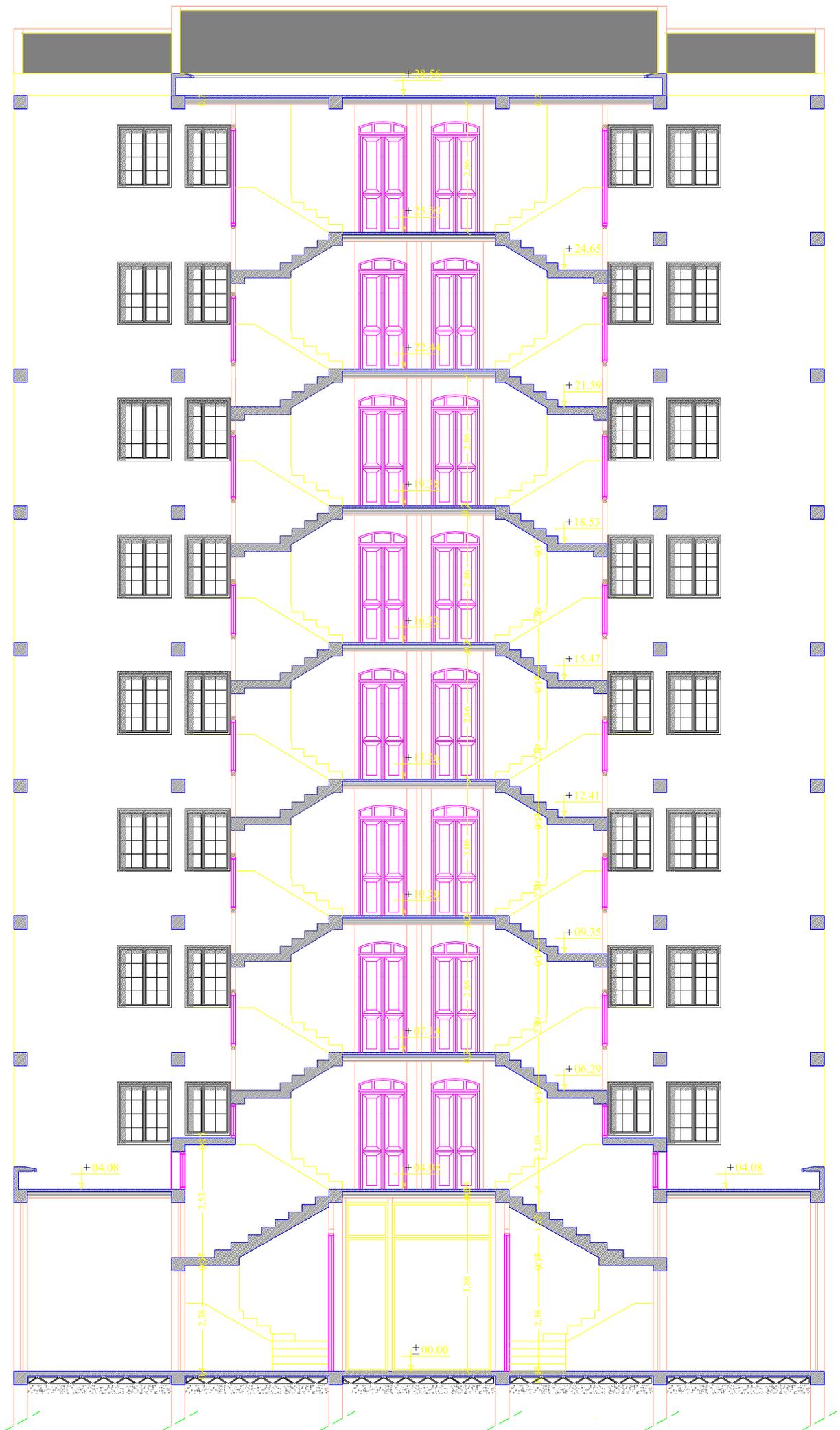
C. NEDJAI



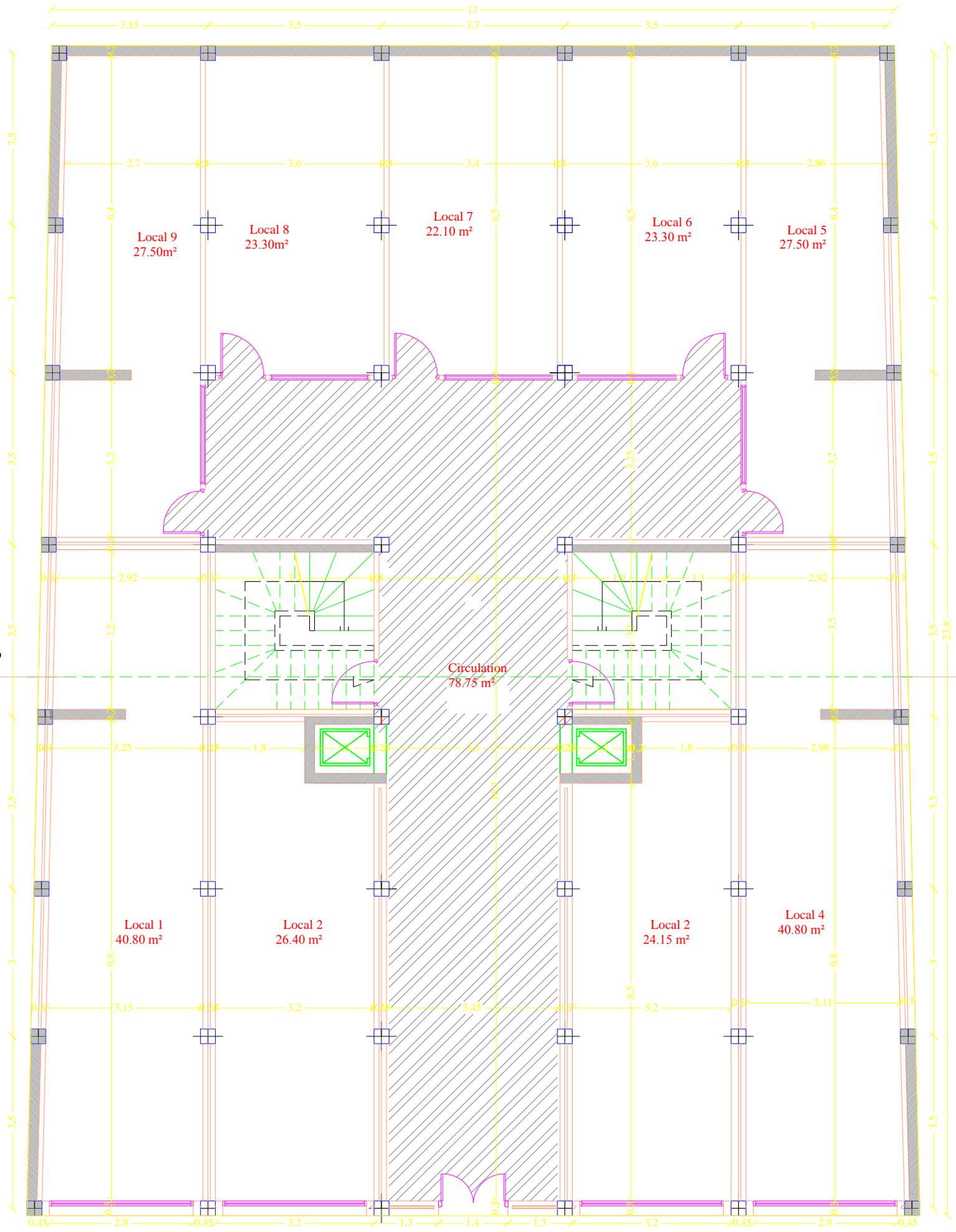
L.C.T.P (Laboratoire Central des Travaux Publics)		
Etabli le : 23/01/2007	Etude géotechnique Préliminaire Siège de l'Agence CTC/T.ouzou	Antenne TO/CN/CN / CN 3/3



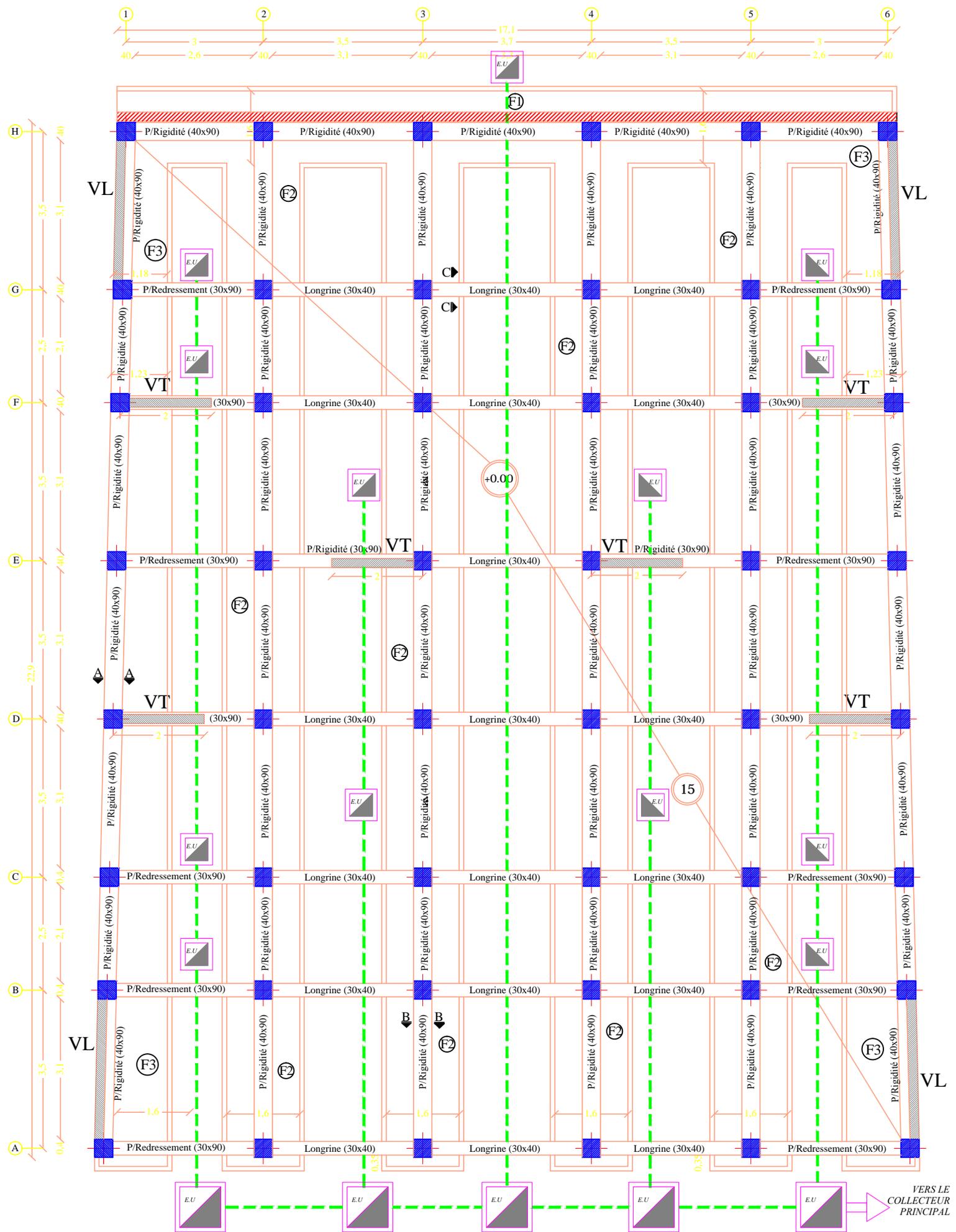
FAÇADE PRINCIPALĂ



COUPE A A

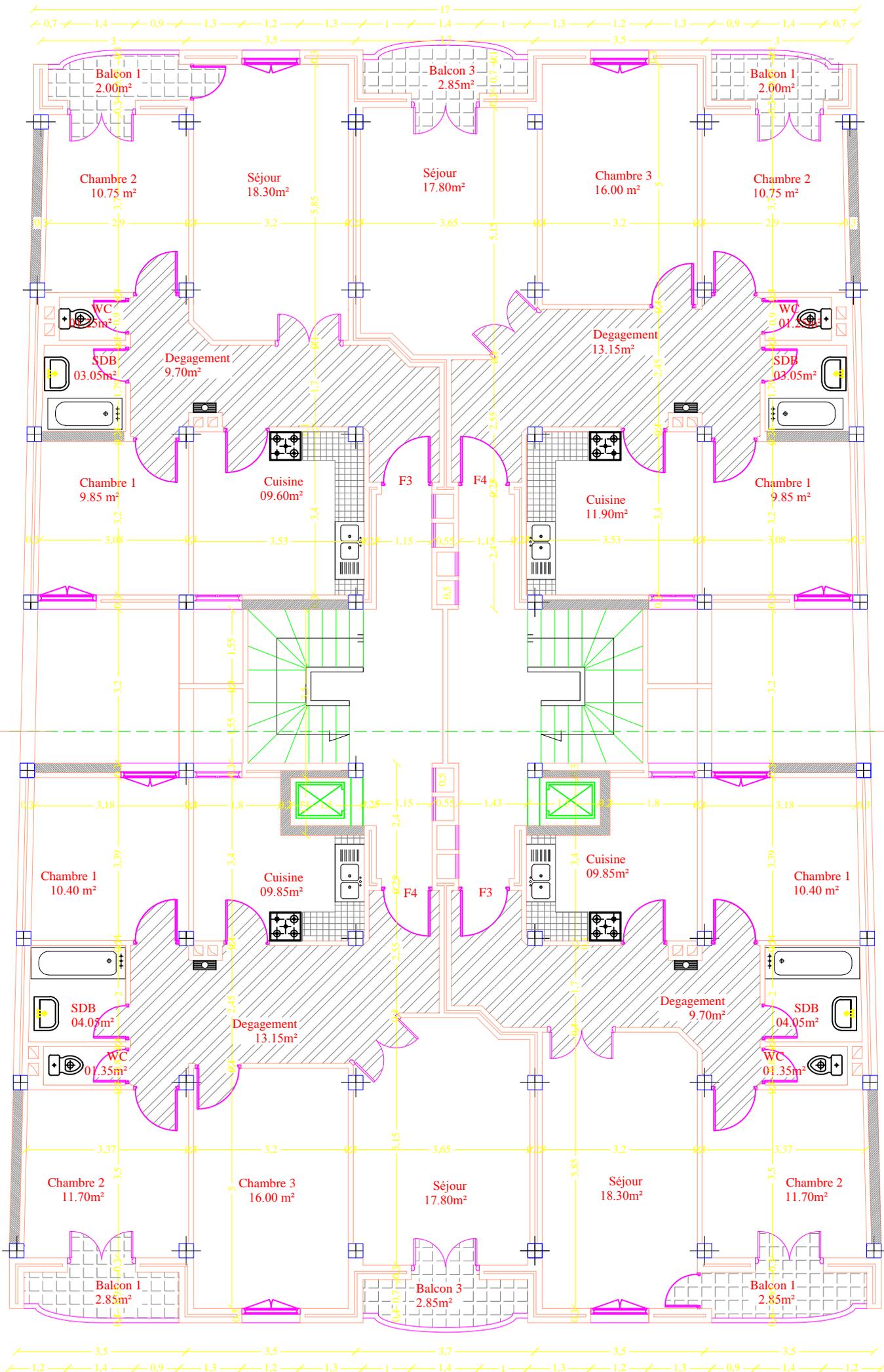


PLAN DE RDC



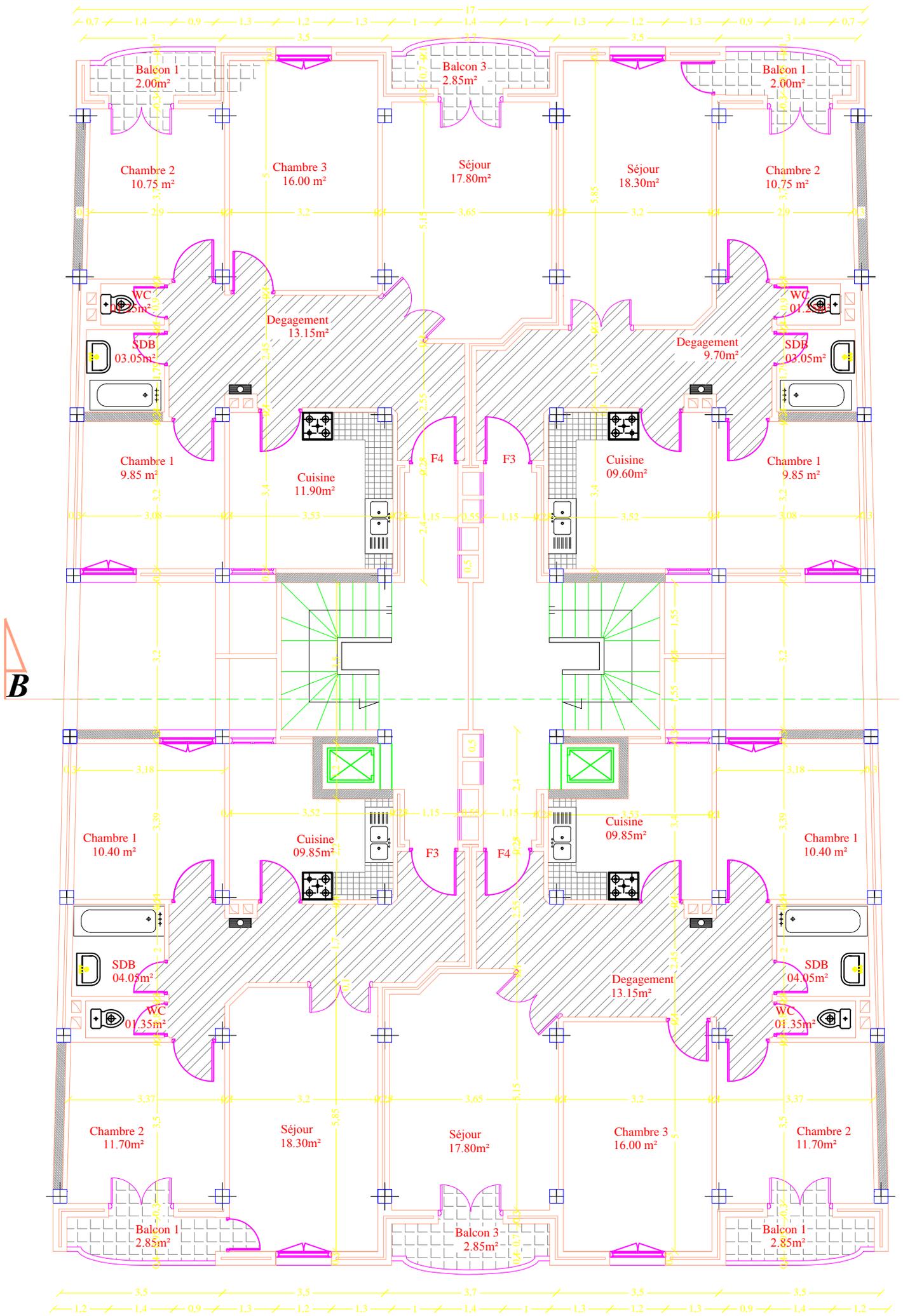
PLAN DES FONDATIONS

VERS LE COLLECTEUR PRINCIPAL



PLAN D'ETAGE 2-4-6-8

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE



PLAN D'ETAGE 1-3-5-7