

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

Ministère de l'Enseignement Supérieure de la Recherche Scientifique

Université Abderhmane MIRA de Bejaia

Faculté de la technologie

Département de GENIE CIVIL

Mémoire de fin d'études

En vue de l'obtention du diplôme de Master en génie civil

Option : matériaux et structures

Thème

**Etude d'un bâtiment (R +10 +Sous sol) à usage d'habitation
et commercial contreventé par un système mixte
(Voiles – Portiques)**

Présenté par :

M^{er} : Haddadi Abderrahim

M^{er} : Bordjah Habib

Encadré par :

M^{er} : B. Labioudh

MEMBRE DU JURY :

- **M^{me} : SEKKOUR**
- **M^{er} : HADDI**

Promotion 2014-2015

REMERCIEMENTS

En premier lieu nous tenons à remercier nos familles qui nous ont encouragé et soutenu durant notre parcours d'études.

Nous adressons nos remerciements à monsieur LABIOUDH B, de nous avoir encadré.

En fin, à tous nous amis et ceux qui ont aidé à terminer ce modeste travail.

FACEL&HABIB

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A la mémoire de mon Père qui nous a quitté
et que le dieu l'accueille dans son vaste
paradis

A ma très chère Mère qui a tant donné pour
me voir réussir.

A ma sœur Sonia

A mes frères Zaïd, Adel, Walid et Ghanou.

A mes tantes et leurs familles

A tous les cousins et cousines

A mon binôme et sa famille

A tous mes amis sans exception

Facel haddadi

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail

A mes très chers parents et grands pères qui ont
tant donné pour me voir réussir.

A ma mère Farída

A mes frères Yaniss, Khellaf et ma sœur Taklît et
son marié

A ma famille

A mes tantes et leurs familles

A tous les cousins et cousines

A mon binôme et à tous mes amis.

A tous mes amis sans exception

Habib Bordjah

SOMMAIRES

Introduction générale

Chapitre I : Généralités

I.1. Introduction.....	1
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	1
I. 3 Implantation de l'ouvrage	1
I. 4 Caractéristiques de l'ouvrage	1
I. 5 Régularité de la structure	3
I.6. Règlementation et normes utilisés	4
I.7. Etats limites	4
I. 8. Les hypothèses de base pour le calcul aux états limites.....	5
I. 9. Règle des trois pivots.....	6
I. 10. Avantage de calcul aux états limites.....	7
I.11. Principe d'application des Règles BAEL	7
I.12. Caractéristiques mécaniques des matériaux	8
I.13. Actions et sollicitations	12
I.14. Conclusion	14

Chapitre II : pré dimensionnement des éléments

II.1. Introduction.....	15
II.2. Pré dimensionnement des éléments non structuraux	15
II. 3. Evaluation des charges et surcharges des éléments non structuraux	22
II.4. Pré-dimensionnement des poteaux	25
II. 5. Evaluation des charges sur les poteaux les plus sollicité	32
II.6. conclusion.....	47

Chapitre III : Etudes des éléments secondaires

III.1. Introduction.....	48
III.2. Etude du plancher.....	48
III.3. Etude de l'acrotère	83

III.4.Etude des escaliers.....	89
III.5.Etude de l'ascenseur.....	102
III.6.	
Conclusion.....	111
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1. Introduction.....	112
IV.2- Modélisation de la structure par le logiciel SAP 2000.....	112
IV.3. Méthodes de calcul.....	113
IV.4. Conclusion.....	127
Chapitre V : Etudes des éléments structuraux	
V.1. Introduction.....	108
V.2. Etude des poteaux.....	108
V.3. Etude des poutres.....	
V.4. Etude des voiles.....	
V.5.Conclusion.....	143
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure	
VI.1. Introduction.....	156
VI.2. Choix de type de fondation.....	156
VI.3. Radier général.....	157
VI.4 Voiles périphériques	157
VI.5. Conclusion.....	183
Conclusion générale	
Bibliographie	
Annexes	

Liste des tableaux

Tableau I.1 type d'acier	11
Tableau II. 1. Evaluation des charges du plancher de la terrasse inaccessible.....	22
Tableau II. 2: Evaluation des charges sur les planchers étages courants.....	22
Tableau II. 3: Evaluation des charges de plancher dalle pleine.....	23
Tableau II. 4: Evaluation des charges sur la volée.....	23
Tableau II. 5. Evaluation des charges sur le palier.....	24
Tableau II. 6: Evaluation des charges sur l'acrotère.....	24
<i>Tableau II. 7: Evaluation des charges des murs extérieurs</i>	25
Tableau II. 8 : Evaluation des charges des murs intérieur.....	25
Tableau II. 9. : <i>pré dimensionnement des voiles</i>	27
Tableau II. 10 : évaluation de charge du poteau P1.....	33
Tableau II. 11 : évaluation de charge du poteau P2.....	39
Tableau II. 12 : Vérification des poteaux à la compression simple.....	44
Tableau II. 13 : Vérification des poteaux au flambement.....	45
Tableau II. 14 : Vérification des conditions de RPA.....	46
Tableau II. 15 : Vérification des poteaux aux efforts normal réduit.....	47
Tableau III.1 : Les différents types des poutrelles.....	49
<i>Tableau III.2 :</i> Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.....	52
Tableau III. 3 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.....	55
Tableau III. 4 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.....	56
Tableau III. 5 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour les planchers étages courants.....	56
Tableau III. 6 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour les planchers étages courants.....	57
Tableau III. 7 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage commercial.....	58

Tableau III. 8 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage commercial.....	58
Tableau III. 9. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.....	59
Tableau III.10 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible.....	64
Tableau III.11 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.....	65
Tableau III.12 : Ferrailage des poutrelles plancher étage commercial.....	66
Tableau III.13 Choix des barres de ferrailage des poutrelles des différents planchers	66
Tableau III.14 : vérification de l'état limite de compression de béton pour le plancher terrasse inaccessible.....	69
Tableau III.15: vérification de l'état de compression de béton pour le plancher étage courant	70
Tableau III.16 : vérification de l'état de compression de béton pour le plancher étage commercial.....	70
.	
Tableau III.17 Vérification des états limites de déformation.....	73
Tableau III.18. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	74
Tableau III.19 : Ferrailage du balcon sur trois appuis.....	80
Tableau III.20: contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis.....	80
Tableau.III.21: Combinaison d'action de l'acrotère.....	84
Tableau III.22: Résultat de ferrailage de l'escalier.....	91
Tableau III.23 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	93
Tableau III.24 : Résultats de ferrailage en appuis et aux travées.....	98
Tableau III.25. Résultats de calcul des contraintes de béton.....	99
Tableau III.26: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).....	104
Tableau III.27 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x).....	105
Tableau III.28 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	105
Tableau III.29 : Vérification des contraintes en appuis.....	105
Tableau III.30 : Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalles au-dessus).....	107
Tableau III.31 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x).....	109
Tableau III.32 : vérifications des contraintes en travée (sens x-x).....	109
Tableau III.33 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	109

Tableau III.34 : vérification des contraintes en travée (sens y-y).....	110
Tableau III.35 : Vérification des contraintes en appuis.....	110
Tableau IV.1 . Valeurs des pénalités P_q	115
Tableau IV.2 : <i>Période de vibration et taux de participation massique</i>	120
Tableau IV.3 : <i>Vérification de l'effort tranchant à la base</i>	122
Tableau IV.4 : <i>Charges verticales reprises par les portiques et les voiles</i>	123
Tableau IV.5 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans sens x-x.....	123
Tableau IV.6 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans sens y-y.....	124
Tableau IV.7 : <i>Vérification de l'effort normale réduit</i>	125
Tableau IV.8 : <i>Vérification des déplacements</i>	125
Tableau IV.9 : <i>Vérification a L'effet P-Δ</i>	126
Tableau V.1 : Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.....	129
Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.....	130
Tableau V.3 : Armatures longitudinales dans les poteaux.....	131
Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux.....	131
Tableau V.5 :Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum.....	133
Tableau V.6 :Vérification des contraintes dans le béton.....	134
Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes.....	134
Tableau V.8 . Schéma de ferrailage des poteaux.....	136
Tableau V.9 : Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires....	140
Tableau V.10 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales et secondaire.....	141
Tableau V.11 : Vérification des contraintes tangentielles.....	143
Tableau V.12 .Vérification des armatures longitudinales au cisaillement.....	143
Tableau V.13 :Vérification de la contrainte limite de béton.....	144
Tableau V.14 .Vérification de la flèche pour les poutres.....	144
Tableau V.15 . Section de ferrailage des poutres.....	146
Tableau V.16 : Moments résistant dans les poteaux :.....	147
Tableau V.17 .Les moments résistants dans les poutres:.....	148

Tableau V.18 : Vérification de la zone nodale dans les différents étages.....	148
Tableau V.19 .Sollicitations dans le voile V_x	151
Tableau V.20 .Sollicitations dans le voile V_{y2}	151
Tableau V.21 .Sollicitations dans le voile $V_{y2.3}$	151
Tableau V.22 : Résultats du ferrailage du voile V_x	153
Tableau V.23 : Résultats du ferrailage du voile V_{y2}	153
Tableau V.24 : Résultats du ferrailage du voile $V_{y2.3}$	154
Tableau V.25 : vérification des voiles au cisaillement au niveau du RDC.....	155
Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.....	166
Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier.....	168
Tableau VI.3 : Recalcule des sections d'armatures à l'ELS.....	168
Tableau VI.4 .Les armatures dans le débord.....	170
Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)	173
Tableau VI.6 : Sollicitations maximales(sens X-X)	173
Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y).....	173
Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)	174
Tableau VI.9 : Tableau De ferrailage des nervures	174
Tableau VI.10 : Vérification de l'effort tranchant.....	174
Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans les nervures	175
Tableau VI.12 : Schémas de ferrailages des nervures.....	176
Tableau VI.13 : Section des armatures du voile périphérique a l'ELU.....	180
Tableau VI.14 : Vérification des contraintes.....	181

Liste des figures

Figure I. 1 : Diagramme des efforts limites de la section.....	06
Figure I. 2 : Diagramme des contraintes-Déformation du béton.....	10
Figure I. 3 : Diagramme contraintes-Déformations de l'acier.....	12
Figure II. 1: Plancher à corps creux.....	16
Figure II. 2: dalle sur 3 appuis.....	17
Figure II. 3. Schéma d'une poutrelle.....	18
Figure II. 4 : Détail d'un escalier.....	18
Figure II. 5 : Schéma statique de l'escalier étage courant et RDC.....	19
Figure II. 6 : Dimension de l'acrotère.....	21
Figure II. 7: coupe d'un voile en élévation.....	27
Figure II. 8. coup d'un poteau.....	29
Figure II.9. Repérage des poteaux les plus sollicités.....	30
Figure II. 10: La surface afférentes de P1.....	32
Figure II. 11 : La surface afférentes de P2.....	37
Figure III. 1. sens de disposition des poutrelles de différents étages.....	48
Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants.....	51
Figure III. 3 : schéma statique d'une poutrelle type 5.....	53
Figure III.4. schéma d'une poutrelle.....	60
Figure III.5. schéma de ferrailage de la dalle de compression.....	76
Figure III.6 . Schéma d'un balcon sur trois appuis.....	76
Figure III.7. Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis.....	82
Figure III.8. schéma d'acrotère.....	83
Figure III.9. Schéma de ferrailage de l'acrotère.....	88
Figure III.10. Schéma statique des escalier.....	89
Figure III.11. section à ferrailer.....	91
Figure III.12. Schéma de ferrailage de l'escalier.....	96
Figure III.13. Schéma statique de la poutre palière.....	96

Figure III .14. Schéma de la section creuse	100
Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	101
Figure III.16 : Les dimensions de l'ascenseur	102
Figure III.17. Schema de l'ascenseur	106
Figure III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis.....	111
Figure III.19. Vue en coupe A-A du ferrailage de la dalle.....	111
Figure IV.1 : Spectre de réponse	117
Figure IV.2 : La vue en 3D de la structure par SAP2000.....	118
Figure IV.3: Disposition des voiles.....	119
Figure IV.4 : premier mode de déformation	121
Figure IV.5: deuxième mode de déformation	121
Figure IV.6 : troisième mode de déformation	122
Figure V.1 : Section d'un poteau.....	133
Figure V.2 : Zone nodal.....	135
Figure V.3 : Schémas principe de ferrailage et de réduction de section des poteaux.....	136
Figure V.4. Dispositions constructives des portiques.....	140
Figure V.5 : Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	145
Figure V.6 : Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	145
Figure V.7 : Zone nodale.....	147
Figure V.8: Schéma d'un voile pleine.....	150
Figure V.9 : Schéma de ferrailage du voile Vx de RDC.....	155
Figure VI .1 : Vue en plan de la semelle.....	158
Figure VI.2 : Coupe P-P.....	158
Figure VI.2. Schéma d'une semelle filante.....	159
Figure VI.4: Dimensions du radier.....	160
Figure VI.5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée.....	162
Figure VI.6 : Panneau de dalle.....	165
Figure VI.7 schéma de ferrailage de la dalle de radier.....	169
Figure VI.8. Schéma statique du débord.....	169

Figure VI.9 : charges transmises aux nervures (sens X-X).....	171
Figure VI.10 : charge transmises aux nervures sens (Y-Y).....	172
Figure VI.11 : Dimensions de voile périphérique.....	177
Figure VI.12 : Diagrammes des contraintes.....	178
Figure VI.13 :Schéma du ferrailage du voile périphérique.....	182

Introduction

L'intensité des forces sismique agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée.

Le choix d'un système de contreventement est en fonction de certaines considérations à savoir la hauteur du bâtiment, son usage, sa capacité portante ainsi que les contraintes architecturales et surtout la zone sismique où se situe l'ouvrage. C'est pour cela que les structures doivent être étudiées et réalisées conformément aux règles parasismiques.

Le projet qui nous a été confié consiste à étudier un bâtiment multifonctionnel (R+10+S-Sol) qui regroupe des locaux commerciaux et logements d'habitation, contreventé par un système mixte (voiles + portiques).

Dans notre étude, en plus des calculs statiques qui fera l'objet des trois premiers chapitres, nous allons nous intéresser dans le chapitre quatre à la recherche d'un bon comportement dynamique par diverses dispositions des voiles de contreventement. Une fois la bonne disposition est retenue, la structure est soumise au spectre de calcul du Règlement Parasismique Algérien (RPA99/version2003). Sa réponse va être calculée en utilisant le logiciel sap2000. Le calcul du ferrailage des éléments principaux sera exposé au chapitre V. En dernier lieux, le calcul de l'infrastructure qui fera l'objet du chapitre VI.

I.1. Introduction:

L'étude d'un bâtiment en béton armé nécessite des connaissances de base sur lesquelles l'ingénieur prend appui, et cela pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique. A cet effet, on consacrerait ce chapitre pour donner quelques rappels et des descriptions du projet à étudier.

I. 2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet qui nous a été confié par la société SARL frères BOULKARIA construction et promotion immobilière BEJAIA, fait l'objet de notre mémoire de fin de cycle qui consiste à l'étude structurale d'un bâtiment de 10 niveaux dont un sous sol et un RDC qui est à usage commercial, les autres étages à usage d'habitation comporte des logements.

Cet ouvrage classé dans le groupe d'usage 2 et le site est considéré comme ferme (S2) , selon le RPA 99/Version 2003 (Art 3.2)

I. 3 Implantation de l'ouvrage :

Le site est destiné pour la construction de logements promotionnels, projeté à la ferme OUDALI (jute), Wilaya de BEJAIA est située sur un replat.

L'assiette est délimitée par:

- Une piste carrossable et oued seghir, au Sud;
- Une propriété IDER Salah et fils, au Nord;
- Une voie à créer, à L'Est;
- Une propriété OUATATI Arezki, à L'Ouest.

Le site est classé comme une zone de moyenne sismicité, zone IIa selon le RPA99/version 2003 (Art 3.1).

Cette structure présente la particularité de l'irrégularité en plan pour tous les niveaux

I. 4 Caractéristiques de l'ouvrage:

I. 4. 1 Caractéristiques géométriques:

Les caractéristiques géométriques de l'ouvrage sont les suivants:

- la longueur totale = 16.75m.
- la largeur totale =15.375m
- la hauteur totale = 37.74m
- la hauteur de sous sol = 3.06m.
- la hauteur de rez de chaussée = 4.08m.

- la hauteur d'étage courant = 3.06m.

La structure de notre bâtiment est à ossature en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal, le RPA99 exige que pour toute structure dépasse une hauteur de 14m en zone IIa, il est indispensable d'introduire des voiles. Il est donc plus judicieux d'adopter un contreventement mixte (portiques -voiles) tel que le cas de ce projet.

I. 4. 2 Caractéristiques structurales :

➤ **L'ossature :**

L'ouvrage concerné dépasse 14m de hauteur dans la zone considérée, pour cela le Règlement Parasismique Algérienne **RPA99 (Art : 3. 4. A. 1. a)** exige un système de contreventement constitué par des voiles et portiques, c'est un système mixte avec justification d'interaction ou par des voiles.

➤ **Les planchers :**

Ce sont des aires, généralement planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles).

Pour cette structure, tous les planchers des étages courants et le RDC seront semi préfabriqué en corps creux, avec une dalle de compression armée d'un treillis soudé, rendant l'ensemble monolithique.

Les portes à faux, la dalle de l'ascenseur et les paliers d'escalier seront réalisés en dalle pleines.

➤ **Les escaliers :**

Ce sont des éléments non structuraux, permettant de passage d'un niveau à un autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

Escalier droit à deux volées symétriques et deux paliers de repos situé aux RDC et dans les différents étages courants.

➤ **Maçonnerie :**

- Les murs extérieurs en brique creuses à double parois extérieure et intérieure d'épaisseur de 15cm et 10 cm respectivement, séparé d'une lame d'air de 5cm.

- Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur de 10cm.

leurs fonctions principales est la séparation des espaces et l'isolation thermique et acoustique.

➤ **La terrasse:**

Notre projet comporte une terrasse inaccessible, équipée d'une isolation thermique et d'une forme de pente pour l'écoulement des eaux pluviales ainsi que d'une étanchéité multicouches.

➤ **L'acrotère:**

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse qui va servir comme garde du corps et facilitera l'évacuation des eaux pluviales.

➤ **Les voiles:**

Ils seront réalisés en béton armé, leurs nombres, dimensions et emplacement sera étudié ultérieurement.

➤ **L'ascenseur:**

l'ascenseur est un élément mécanique servant à faire monter et descendre les usagers à travers les différent étages sans utiliser les escalier.

➤ **Les fondations:**

le choix du type de fondation dépend de la capacité portante du sol et des charges transmises par la superstructure à ce dernier, on choisira le type de fondation approprié au bâtiment après l'étude de l superstructure.

➤ **Les balcons:**

les balcons seront réalisés en dalle pleines

I. 5 Régularité de la structure :

Chaque bâtiment doit faire l'objet de classement selon sa configuration en plan et en élévation.

I. 5. 1 Régularité en plan :

- Le bâtiment doit présenter une configuration sensiblement symétrique vis-à-vis à deux directions orthogonales aussi bien pour la distribution des rigidités que pour celle des masses.
- A chaque niveau et pour chaque direction de calcul, la distance entre le centre de gravité et le centre des rigidités ne dépassent pas 15% de la dimension du bâtiment.

- La forme du bâtiment doit être compacte avec un rapport longueur/largeur du plancher est inférieur ou égale à 4.
- Les planchers doivent présenter une rigidité suffisante vis-à-vis de celle des contreventements verticaux pour être considérés indéformables dans leur plan.

Dans notre projet, on remarque que : le premier critère n'est pas vérifié, donc le bâtiment n'est pas régulier en plan.

I. 5. 2 Régularité en élévation :

- Le système de contreventement ne doit pas comporter d'élément porteur discontinu.
- Aussi bien la raideur que la masse des différents niveaux restant constants diminue progressivement sans changement brusque de la base au sommet du bâtiment.
- Dans le cas de décrochements en élévation la variation des dimensions en plan entre deux niveaux successifs ne dépasse pas 20% dans les deux directions de calcul.

Dans notre projet, tous les critères sont vérifiés, donc le bâtiment est régulier en élévation et irrégulier en plan.

I.6 Règlements et normes utilisés :

Les règlements utilisés sont :

- ✓ RPA99 /version 2003.
- ✓ CBA93.
- ✓ DTR B.C.2.2.
- ✓ BAEL91/version 99.
- ✓ DTR BC2.33.2.

I.7. Etats limites :

I. 7. 1 Définition :

Un état limite est celui pour lequel une condition requise d'une construction est strictement satisfaite. Au-delà du seul état limite la construction cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

I. 7. 2 Etats limites ultimes (ELU) ou de résistance:

a) Définition :

Sont des états qui correspondent à la valeur maximale de la capacité portante de l'ouvrage, ils sont relatifs à la stabilité de la structure et à la résistance des matériaux utilisées.

Il existe trois états limites :

- L'équilibre statique;
- La stabilité de forme (flambement);
- La résistance de l'un des matériaux (limite de rupture d'une ou plusieurs sections critiques).

I. 7. 3 Etats limites service (ELS) ou d'utilisation :

C'est la condition que doit satisfaire un ouvrage pour que son usage (exploitation) normale et sa durabilité soient assurés, son dépassement entraîne un désordre dans le fonctionnement de l'ouvrage, il existe trois états limites:

- **Etat limite de déformation :** C'est la limitation des flèches des poutres et planchers pour diminuer les désordres des fissurations.
- **Etats limite de compression :** C'est la vérification des contraintes du béton par rapport à la contrainte admissible.
- **Etat limite d'ouvertures des fissures :** C'est la limitation des contraintes d'acier pour la fissuration des ouvrages.

I. 8. Les hypothèses de base pour le calcul aux états limites :

I. 8. 1 Etats limites ultimes (ELU) :

- Une section plane avant déformation reste plane après déformation.
- La résistance du béton tendue est négligée.
- L'adhérence béton-acier entraîne l'égalité des déformations, conséquence du non glissement.

Allongement (ou raccourcissement) relatif de l'acier = Allongement (ou raccourcissement) relatif du béton.

I. 8. 2 Etats limites de service (ELS) :

- Une section plane avant déformation reste plane après déformation.
- La résistance du béton tendue est négligée.
- Le coefficient d'équivalence est : $\eta=15$.
- Le glissement relatif entre l'acier et le béton est négligé.
- Les contraintes de l'acier et du béton sont proportionnelles aux déformations :

$$\sigma_s = E_s \zeta_s \quad \text{et} \quad \sigma_b = E_b \zeta_b$$

I. 9. Règle des trois pivots :

Les diagrammes possibles résultent des déformations limites fixées pour les matériaux, d'où les trois domaines de la figure suivante :

- La résistance du béton tendue est négligée.
- Le coefficient d'équivalence est : $\eta=15$.
- Le glissement relatif entre l'acier et le béton est négligé.
- Les contraintes de l'acier et du béton sont proportionnelles aux déformations :

$$\sigma_s = E_s \zeta_s \quad \text{et} \quad \sigma_b = E_b \zeta_b$$

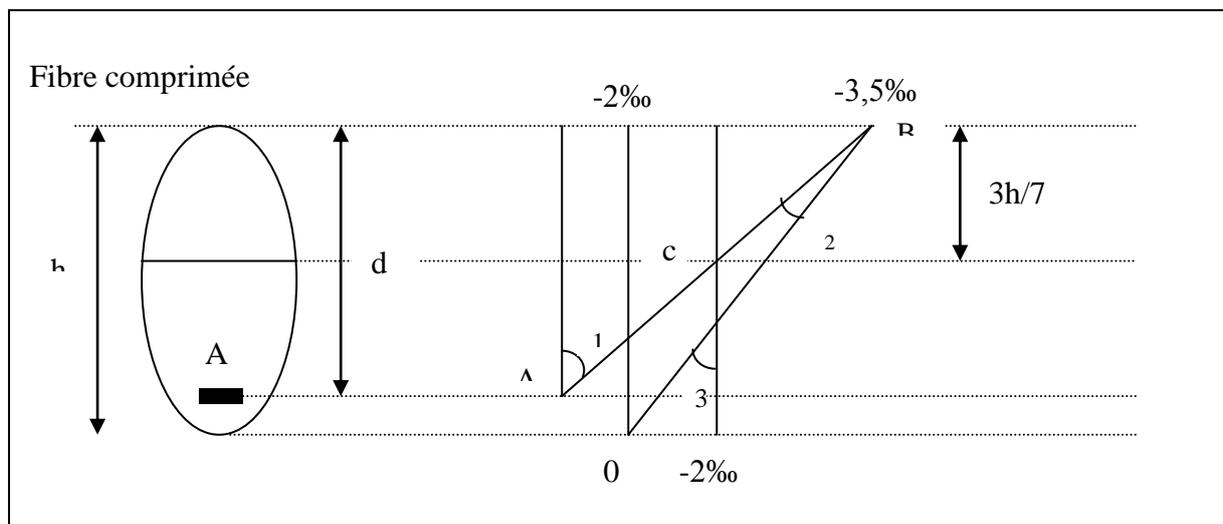


Figure I. 1 : Diagramme des efforts limites de la section.

Les diagrammes sont utiles pour le dimensionnement des sections, il ne se faut cependant confondre avec ceux qui correspondent aux déformations réelles de la section sous sollicitation donnée.

- **Pivot A** : Il est conditionné par l'allongement de l'acier et celui de la flexion sans une perte importante de la résistance du béton, donc on est dans le cas de la traction de faible excentricité.
- **Pivot B** : Il est conditionné par le raccourcissement du béton, et cela de la flexion avec épuisement de la résistance du béton sur la fibre la plus comprimée, ou celle qui est partiellement comprimée.
- **Pivot C** : Définit les caractéristiques de la section entièrement comprimée.

I. 10. Avantage de calcul aux états limites :

1. Les états limites fournissent une liste des points fondamentaux à considérer dans le calcul des structures.
2. le calcul aux états limites assure des conditions uniformes de sécurité et de tenue en service et un emploi économique des matériaux, il s'applique à de nombreux types de défaillances, de matériaux et de construction.
3. le calcul aux états limites est un outil de base pour le calcul et l'évaluation des structures de génie civil et un moyen d'uniformiser les codes des normes traitant du calcul des structures.

I. 11. Principe d'application des Règles BAEL :

Ces règles tiennent compte de plusieurs paramètres :

- La valeur des actions agissantes sur la structure (on prend généralement la valeur maximale).
- Les combinaisons d'actions spécifiques à l'état limite considéré.
- Les coefficients de sécurité (γ_s pour l'acier et γ_b pour le béton).
- Les résistances caractéristiques des matériaux (f_e pour l'acier et f_{c28} pour le béton).

Le principe consiste à vérifier l'inégalité suivante :

$$S \leq S_{\text{resi}} \quad \text{avec :}$$

S : Sollicitations agissantes de calcul.

S_{resi} : Sollicitations résistantes de calcul.

I.12. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I. 12. 1. Béton :

➤ Introduction :

Le béton est destiné essentiellement à équilibrer les efforts de compression.

➤ Les résistances caractéristiques du béton :

Du point de vue mécanique le béton est définie par se résistance à la compression. Il est nécessaire d'effectuer des essais à des âges différents pour connaître l'évolution de cette résistance dans le temps. La contrainte de référence correspond à l'âge de 28 jours pour un béton courant.

➤ Dosage du béton :

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

➤ La résistance caractéristique du béton à la compression : Elle est définie à partir de la résistance moyenne et de l'écart type issus des essais :

$$F_{cj} = F_{cj \text{ moy}} - K.S$$

Tel que :

$$F_{cj \text{ moy}} = \sum_1^n \frac{F_{ci}}{n}$$

N : nombre d'essais

$$S = \sqrt{\frac{(F_{cj \text{ moy}} - F_{cj})^2}{n-1}}$$

S : l'écart type, F_{ci} : La résistance à l'essai i.

Selon CBA93 :

$$k=1,64 \text{ si : } F_{cj \text{ moy}} \geq 25 \text{ MPa.}$$

$$K=1,28 \text{ si : } F_{cj \text{ moy}} \leq 25 \text{ MPa.}$$

$$\text{Pour : } j \geq 28 \text{ jours : } F_{cj} = F_{c28}.$$

$$\text{Pour : } j < 28 \text{ jours : } F_{cj} = 0,685 F_{c28} \text{Log}(j+1).$$

➤ La résistance caractéristique du béton à la traction : Selon BAEL91 :

$$\text{Pour } F_{cj} \leq 40 \text{ MPa : } F_{cj} = 0,6 + 0,06 F_{cj}.$$

Pour $j < 28$ jours la résistance à la traction est donnée par les formules :

- Pour $F_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$: $F_{cj} = j.F_{c28} / (4,76 + 0,83j)$.

- Pour $F_{c28} > 40 \text{ MPa}$: $F_{cj} = j.F_{c28} / (1,40 + 0,95j)$.

- Pour $F_{c28} \leq 60 \text{ MPa}$: $F_{cj} = 0 ; 6 + 0 ; 06 F_{cj}$.

➤ **Condition limites :**

a) **Contraintes ultimes de calcul :** Elle est donnée par la formule :

$$F_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{Avec :}$$

F_{bu} : Contrainte de calcul.

γ_b : Coefficient de sécurité.

θ : Coefficient dépendant de la durée d'application des charges ; ces valeurs sont donnée dans le tableau suivant :

θ	Durée d'application
1,00	> 24 heures
0,90	$1 \leq \text{durée} \leq 24$ heures
0,85	< 1 heures

b) **Contrainte de calcul a l'ELS :** Le but recherché est de limiter la formation des fissures à la direction des contraintes de compression, cette dernière est limitée à :

$$\sigma_{adm} = 0,6 \cdot f_{c28}$$

➤ **Module d'élasticité longitudinale :**

- sous charges instantanées (<24 heures) : $E_{ij} = 1100 \cdot \sqrt[3]{f_{cj}} = 1100 \cdot f_{cj}^{1/3}$

(CBA93 Art : A. 2. 1. 2. 1)

- Sous charges différées : $E_{ij} = E_{ij} / 3$
- Pour $j \geq 28$ jours : $E_{ij} = 1100 \cdot f_{c28}$

- Pour $F_{cj} = 25$ MPa : $\begin{cases} E_{ij} = 32164,20 \text{ MPa} \\ E_v = \frac{E_i}{3} = 10818,86 \text{ MPa} \end{cases}$

➤ **Diagramme contraintes limites déformations (σ - ζ) :**

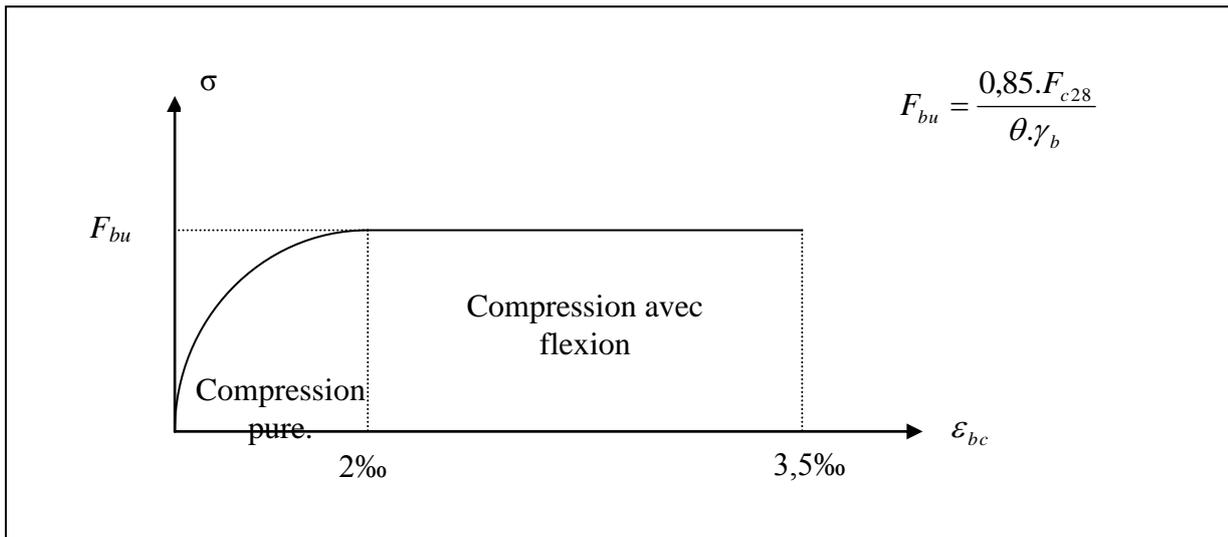


Figure I. 2 : *Diagramme des contraintes-Déformation du béton*

$\zeta_{bc}=2\text{‰}$ raccourcissement unitaire du béton à la compression.

$\zeta_{bc}=3,5\text{‰}$ raccourcissement unitaire du béton à la flexion simple.

$\gamma_b=1,15$ dans le cas d'une situation accidentelle.

$\gamma_b=1,5$ dans le cas d'une situation courante.

➤ **Contrainte de cisaillement du béton :** La contrainte admissible dans le cas des armatures est limitée comme suite :

- Dans le cas de la fissuration peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,2 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 5MPa. \right]$$

Pour : $f_{cj}=25MPa$ $\tau_u=3,33MPa$.

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

$$\tau_u = \min \left[\frac{0,15 \cdot f_{cj}}{\gamma_b}; 4MPa. \right]$$

Pour : $f_{cj}=25MPa$ $\tau_u=2,50MPa$

➤ **Le coefficient de Poisson :** Il est donné par le rapport de la déformation transversale à la déformation longitudinale :

ν = Déformation Transversale/Déformation Longitudinale.

On admet que :

- A l'ELU : $\nu = 0$ (béton fissuré)
- A l'ELS : $\nu = 0,20$ (béton non fissuré). **CBA93 (Art : A. 2. 1. 3)**

I. 12. 2. Acier :

- **Introduction :** Ils sont destinés à reprendre les efforts de traction et éventuellement de compression que le béton serait incapable de supporter seul.

Les armatures utilisées dans la construction sont les suivantes :

Nuance	Acier doux	Acier (HA)	Treilles soudé	
Désignation	F _e E215	F _e E400	d ≥ 6mm	TSL500
		F _e E500	Ø < 6mm	TSL250

Tableau I.1 type d'acier

- **La limite d'élasticité « F_e » :** C'est la plus grande force (appliquée par unité de section initiale) au-delà de laquelle le métal conserve une déformation permanente c'est-à-dire la limite de conservation de sa géométrie.
- **La résistance à la traction (rupture) « F_t » :** C'est la plus grande force (appliquée par unité de section initiale) que le métal peut supporter en traction avant la rupture.
- **Allongement à rupture « ε_{st} » :** C'est l'allongement rémanent de la longueur de l'éprouvette d'essai exprimé en % de la longueur initiale, c'est-à-dire l'allongement maximal tolérable avant la rupture.
- **Module d'élasticité « E » :** Expriment la rigidité du métal, c'est le facteur de proportion entre la contrainte appliquée à une barre et l'allongement relatif de cette barre dans le domaine élastique.

Pour l'acier F_eE : E=21000 N/mm².

- **Contraintes limites :**

a) **Contraintes ultimes de calcul :** Elle est donnée par :

- $\sigma_{su} = F_e / \gamma_s$ si : $\epsilon_s \geq F_e / E_s \cdot \gamma_s$.
- $\sigma_{su} = E_s \cdot \epsilon_s$ si : $\epsilon_s < F_e / E_s \cdot \gamma_s$.

γ_s : Coefficient de sécurité, tel que :

- $\gamma_s = 1,15$ dans le cas courant.
- $\gamma_s = 1,00$ dans le cas accidentel.

b) **Contrainte limites de l'ELS :** Sont but est de limiter la probabilité d'ouvertures de fissures préjudiciables suivant la situation de l'ouvrage, et la naissance de la fissuration :

- Dans le cas de la fissuration préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min (2/3 F_e ; 110 \sqrt{\eta^* f_{tj}}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art: A. 4. 5. 32)}$$

- Dans le cas de la fissuration très préjudiciable :

$$\overline{\sigma}_s = \min (0,5F_e ; 90 \sqrt{\eta * f_{tj}}) \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Art: A. 4. 5. 32)}$$

Où η : est le coefficient de la fissuration, tel que :

- $\eta = 1$ pour les aciers ronds lisses.
- $\eta = 1,6$ pour les aciers à haute adhérence (HA). $\phi \geq 6\text{mm}$
- $\eta = 3$ pour les aciers à haute adhérence (HA) de $\phi < 6\text{mm}$

➤ **Diagramme contraintes limites déformations:**

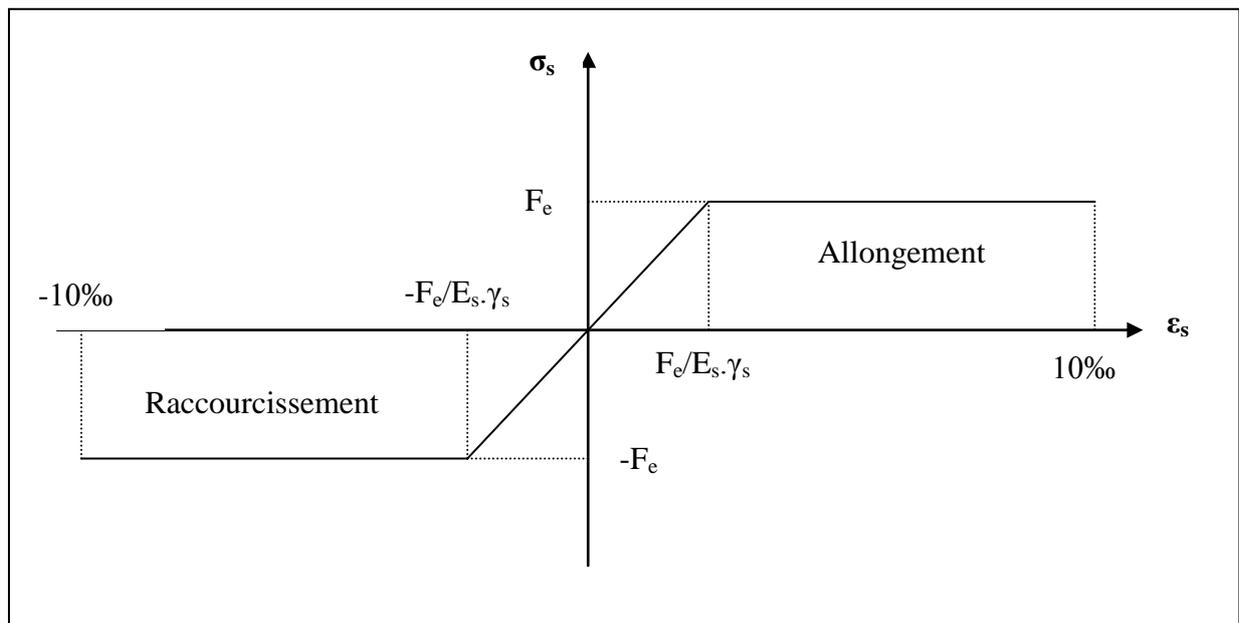


Figure N°I. 3 : *Diagramme contraintes-Déformations de l'acier*

I. 13. Actions et sollicitations :

I. 13. 1. Actions :

Définition :

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

- Actions permanentes (G) :** Des actions en générale dues ou poids propre, il convient de tenir compte de tous les éléments (revêtements, étanchéité, cloisons, poussés des terres, etc.), leur intensité est constante.

- b. Actions variables (Q) :** Des actions dont l'intensité varie fréquemment et de façon importante dans le temps, on distingue notamment :
1. Surcharges d'exploitations.
 2. charges climatiques.
- c. Actions accidentelles (FA) :** Des actions dues à des phénomènes qui se produisent rarement, et avec une faible durée d'application (séisme, explosion, choc...etc.).

I. 13. 2. Les sollicitations de calcul et Combinaisons d'actions:

Les sollicitations à considérer dans les calculs : (*Les moments fléchissant, les efforts tranchants, les efforts normaux*) résultant des combinaisons d'action définis ci après et avec les notations suivantes :

G_{max} : L'ensemble des actions permanentes défavorables.

G_{min} : L'ensemble des actions permanentes favorables.

Q_1 : Action variable dite de base.

Q_i ($i > 1$) : Action variable dite d'accompagnement.

➤ Combinaisons à considérer pour l'ELU :

a) Situations durable : (vis avis des états limites de résistances et de service) :

$$1.35 * G_{max} + G_{min} + \gamma_{q1} * Q_1 + \sum 1.3 * \psi_{0i} * Q_i \dots\dots\dots \mathbf{BAEL91}$$

(Article A.3.3, 21).

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_{q1}=1.5 \rightarrow \text{cas général.} \\ \gamma_{q1}= 1.35 \rightarrow \text{cas température ; charges routières, bâtiments agricoles à faible} \\ \text{Densité d'occupation humaine.} \end{array} \right.$$

ψ_{0i} = coefficient de pondération des valeurs d'évaluation d'occupation.

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_0=0.77 \rightarrow \text{vent, neige.} \\ \psi_0=0.6 \rightarrow \text{variation uniforme de la température.} \end{array} \right. \quad \mathbf{BAEL91 (Article D.1.2, 3).}$$

b) Situation accidentelle :

$$G_{max} + G_{min} + F_A + \psi_{1i} * Q_i + \sum \psi_{2.i} * Q_i$$

F_A : Valeur nominale de l'action accidentelle.

$\psi_{1.i} * Q_i$: Valeur fréquente d'une action variable.

$\Psi_{2,i} * Q_i$: valeur quasi permanente d'une action variable.

$$\left\{ \begin{array}{l} \Psi_1 = 0.2 \rightarrow \text{vent.} \\ \Psi_1 = 0.15 \rightarrow \text{neige pour altitude} < 500\text{m.} \\ \Psi_1 = 0.3 \rightarrow \text{neige pour altitude} > 500\text{m.} \\ \Psi_1 = 0.50 \rightarrow \text{variation uniforme de la température.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \psi_2 = 0 \rightarrow \text{Vent, neige pour altitude} \leq 500\text{m, et variation uniforme de température.} \\ \psi_2 = 0.1 \rightarrow \text{neige pour altitude} > 500\text{m.} \end{array} \right.$$

➤ **Combinaison d'action à considérer à l'E.L.S :**

$$G_{\max} + G_{\min} + Q_1 + \sum \Psi_{0i} * Q_i \dots \dots \dots \text{BAEL91 (Article A.3.3,3).}$$

➤ **Combinaisons d'action donnée par le RPA 99 :**

$$\sqrt{G + Q \pm E}$$

$$\sqrt{0.8 * G \pm E}$$

$$\sqrt{G + Q \pm 1.2 * E} \rightarrow \text{pour les poteaux.}$$

I.14. 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.

II. 1. Introduction :

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

Le pré dimensionnement de chaque élément de la structure doit être conforme aux règlements BAEL91, RPA99/Version 2003 et le CBA93.

Dans ce qui suit un pré dimensionnement des éléments structuraux et non structuraux est présenté.

II. 2. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS NON STRUCTURAUX :

Ce sont les éléments qui ne participent pas au contreventement de la structure. Ils assurent la transmission des efforts aux différents éléments de contreventements.

II. 2.1. Les Planchers :

Ce sont des aires planes limitant les différents niveaux d'un bâtiment, ils sont supposés avoir une rigidité infinie dans leur plan horizontal, ce qui leur permet d'assurer la transmission des efforts horizontaux aux différents éléments de contreventement. Les planchers isolent aussi du point de vue thermique et acoustique les différents étages et offrent une protection contre les incendies.

Pour ce qui est de notre structure, nous avons opté pour des planchers en corps creux pour les étages courants, dalle pleine pour les portes à faux.

II. 2.1.1. Plancher à corps creux :

Les planchers les plus utilisés dans le domaine du bâtiment sont composés de poutrelles hourdis et une dalle de compression. l'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche:

$$\text{Avec : } h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} \quad \text{CBA 93 (Art 6.8.4.2).}$$

$L_{\max} = 386.7\text{cm}$: la portée maximale entre nus d'appuis dans le sens de la disposition des poutrelles.

h_t : Hauteur totale du plancher.

$$h_t \geq \frac{386.7}{22.5} \Rightarrow h_t \geq 17.18\text{cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de $h_t = 20\text{cm}$, $h=16\text{cm}$ pour le corps creux et $h_0=04\text{cm}$ pour la dalle de compression.

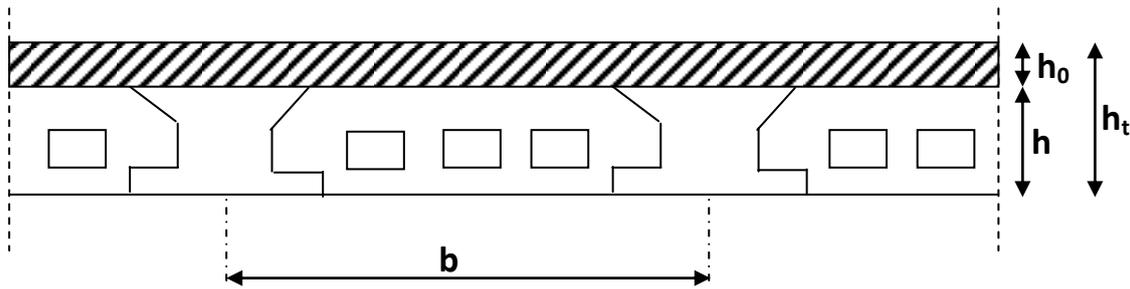


Figure II. 1: Plancher à corps creux.

h_0 : hauteur de la dalle de compression.

h : hauteur de l'ourdis.

b : distance entre axes des poutrelles.

II. 2. 1. 2. Plancher dalle pleine (Balcon) :

L'épaisseur des dalles est déterminée à partir des conditions ci-après :

a. Résistance au feu (BAEL 93).

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

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

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

b. Isolation phonique

Selon les règles techniques « CBA93 », l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 12 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

c. Résistance a la flexion

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

- Dalle reposant sur un seul appui : $e \geq L_x/20$
- Dalle reposant sur deux appuis : $L_x/35 \leq e \leq L_x/30$.
- Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $L_x/45 \leq e \leq L_x/40$.

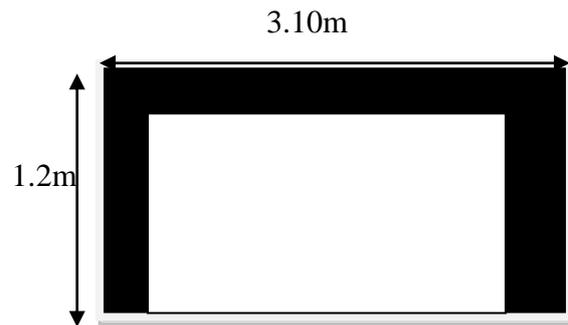
L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité (cas le plus défavorable)

Dalle sur trois appuis :

$$L_x=1.2\text{m} \quad ; \quad L_y=3.10\text{m}:$$

$$L_x/45 \leq e \leq L_x/40 \Rightarrow 120/45 \leq e \leq 120/40,$$

$$\Rightarrow 2.7\text{cm} \leq e \leq 3\text{cm}$$

**Figure II. 2:** dalle sur 3 appuis.

Les démentions des panneaux en dalle pleine sont petites, Donc c'est la condition de coupe feu qui est le plus défavorable. On opte pour : **e = 12cm**

II. 2. 2. Les poutrelles :➤ **Définition:**

Ce sont des éléments en Té, préfabriqués en béton armé ou coulé sur place, destinés à transmettre les charges verticales aux poutres, elles sont calculées en flexion simple.

➤ **La disposition des poutrelles:**

Le choix du sens de disposition des poutrelles dépend de deux critères qui sont :

- Critère de la plus petite portée : les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- Critère de continuité : les poutrelles sont disposées selon la travée qui comporte le plus grand nombre d'appuis possibles.

➤ **Pré dimensionnement**

La largeur de la dalle de compression à prendre de chaque coté est définie par:

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

h_t=20cm Hauteur du plancher.

h₀=4cm Hauteur de la dalle de compression.

L_x=55cm Distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y=416.77cm Distance maximale entre nus d'appuis des poutres principales.

b_0 : Largeur de la nervure ;

Tel que : $b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) * h_t$

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) \times 20 \Rightarrow b_0 = (8 \text{ à } 12) \text{ cm}$$

On opte pour : $b_0 = 10 \text{ cm}$

b : Largeur efficace de la dalle donnée par la formule :

Donc on aura:

$$\left(\frac{b-10}{2} \right) \leq \min \left(\frac{55}{2}; \frac{522.21}{10} \right) = \min(27,5; 52.221)$$

Ce qui donne : $b \leq 66,00 \text{ cm}$.

On opte pour : $b = 65 \text{ cm}$

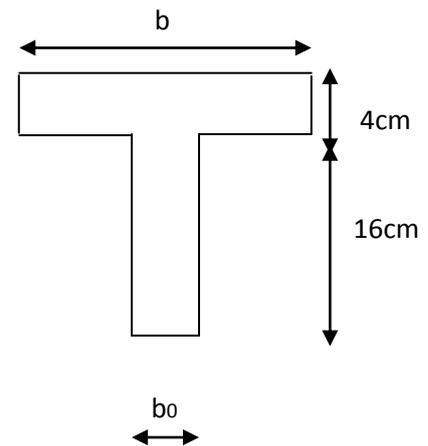


Figure II. 3. Schéma d'une poutrelle

II. 2. 3. Les escaliers :

L'escalier est un élément en béton armé conçu sur place. Il est constitué d'une succession de marches permettant le passage d'un niveau à un autre.

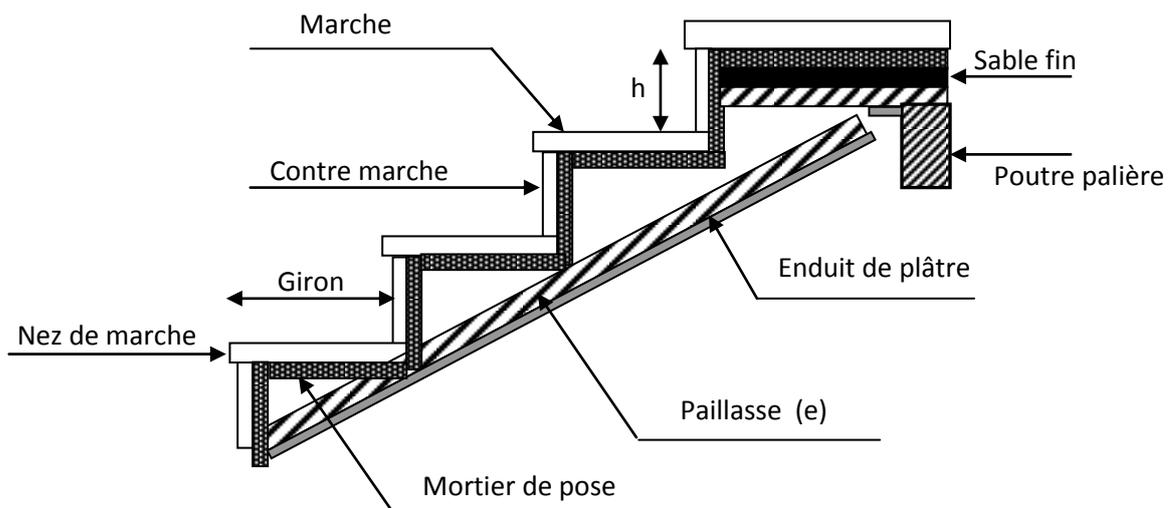


Figure II. 4 : Détail d'un escalier

Le calcul d'escalier est assimilé à une poutre simplement appuyée, et sollicitée à la flexion simple. Pour dimensionner les marches et les contre marches, on utilise la relation de **BLONDEL** $59 < 2h+g < 66$

Avec :

$$\begin{cases} h = \frac{H}{n} \\ g = \frac{L}{n-1} \end{cases} \dots\dots(01)$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur de la volée.

L : longueur de la volée.

g: le giron

Soit : $g+2h=64\text{cm} \dots\dots\dots (02)$

On remplace (01) dans (02) on obtient l'équation : $64n^2-(64+2H+L)n+2H=0$.

En fonction du nombre de volée, nous avons définis deux types d'escalier: escalier à deux volées et escalier a trois volées.

➤ **Escalier type 1 (étage courant) :**

A. Volée 1 :

$H=1.53 \text{ m}$

$L=2.4 \text{ m}$

$\Rightarrow 0.64 n^2-(0.64+2 \times 1.53+2.4)n+2 \times 1.53=0$

$\Rightarrow n=9$

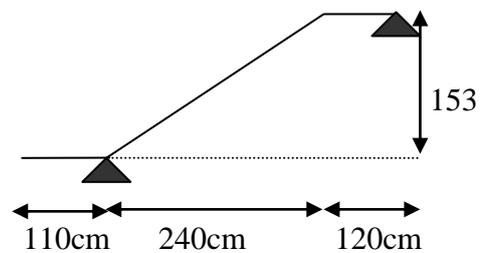


Figure II. 5 : Schéma statique de l'escalier.
étage courant et RDC

Donc: nombre de contre marche: $n=9$

Nombre de marche: $(n-1) = 8$

$g = L/n-1 = 2.4/8 = 0.3\text{m} = 30\text{cm}.$

$h = H/n = 1.53/9 = 0.17\text{m} = 17\text{cm}.$

▪ **Epaisseur de la paillasse:**

Elle est calculée par la relation suivante:

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

$$\text{Tg } \alpha = H/L = 153/240 = 32.51^\circ.$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 284.6\text{cm}$$

$$L = 284.6 + 90 = 374.6\text{cm}$$

$$374.6/30 \leq e \leq 374.6/20.$$

$$12.48 \leq e \leq 18.73.$$

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

B. Volée 2:

Même données que la volée 1, donc on opte pour :

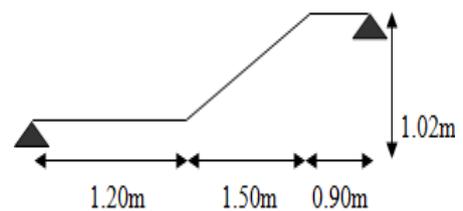
$$g = 30 \text{ cm}, \quad h = 17 \text{ cm}, \quad \alpha = 32.51^\circ, \quad e = 15 \text{ cm}.$$

➤ **Escalier type 2 (RDC) :**

$$H = 1.02\text{m}$$

$$L = 1.50\text{m}$$

$$\Rightarrow 0.64 n^2 - (0.64 + 2 \times 1.02 + 1.50)n + 2 \times 1.02 = 0$$



$$\Rightarrow 0.64 n^2 - 4.18n + 2.04 = 0$$

$$\Rightarrow n = 6 \text{ (nombre de contre marche).}$$

$$n-1=5 \text{ (nombre de marche).}$$

$$\text{Donc : } h = 120/6 = 17\text{cm}.$$

$$g = 150/5 = 30\text{cm}.$$

$$\text{tg } (\alpha) = H/L = 1.02/1.50 \Rightarrow \alpha = 34.21.$$

$$L_p = (L^2 + H^2)^{1/2} = 1.81\text{m}.$$

Epaisseur de la paillasse :

$$(181+120+60)/30 \leq e \leq (181+150+60)/20$$

Donc: $e = 15\text{cm}$.

II. 2. 4. L'acrotère :

L'acrotère est un élément placé à la périphérie du plancher terrasse

Cet élément est réalisé en béton armé, son rôle est la protection contre

les infiltrations des eaux pluviales, Il sert à l'accrochage

des matériaux de travaux de l'entretien des bâtiments.

L'acrotère est considéré comme une console encastrée dans le

plancher et soumise à son poids propre et une force horizontale

$$S = 10 \times 70 + (3 \times 10/2) + 7 \times 10$$

$$S = 0.0785 \text{ m}^2$$

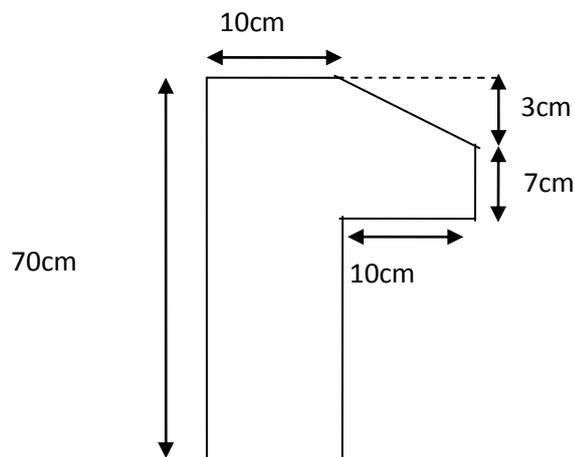


Figure II. 6 : Dimension de l'acrotère

II. 3. Evaluation des charges et surcharges des éléments non structuraux:

D'après le DTR B.C.2.2. on tire les évaluations des charges et surcharges suivantes:

II. 3. 1. Plancher terrasse :

➤ **Terrasse inaccessible;**

Tableau II. 1. Evaluation des charges du plancher de la terrasse inaccessible.

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Gravillon de protection	5	17	0.85
02	Etanchéité multicouche	2	6	0.12
03	Forme de ponté (15%)	10	22	2.2
04	Isolation thermique en liège	4	4	0.16
05	Plancher à corps creux (16+4)	20	14.24	2.85
06	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 6.38
Surcharge d'exploitation				Q = 1

II. 3. 2. Plancher étage courant:

Tableau II. 2: Evaluation des charges sur les planchers étages courants.

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.4
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Plancher à corps creux (16+4)	20	14.24	2.85
05	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4.25
Surcharge d'exploitation				Q = 1.5 (habitation). Q = 5 (commerce).

II. 3. 3. Planchers dalles pleines (balcons):

Tableau II. 3: Evaluation des charges de plancher dalle pleine.

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.4
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Dalle pleine	12	25	3
05	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 4.40
Surcharge d'exploitation				Q = 1.5 (étage courant). Q = 3.5 (balcon).

II. 3. 4. Les escaliers :

➤ **Evaluation des charges Sur la volée:**

Tableau II. 4: Evaluation des charges sur la volée.

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement du sol en carrelage horizontal	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.40
03	Dalle pleine ($\gamma \cdot e / \cos \alpha$)	0.15/0.85	25	4.44
04	Enduit de plâtre	0.015/0.85	10	0.17
05	Revêtement du sol en carrelage vertical		22	0.25
06	Marche ($\gamma \cdot h/2$)	0.17/2	22	1.84
Charge permanente totale				G = 7.48
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

➤ **Evaluation des charges sur le palier:****Tableau II. 5.** Evaluation des charges sur le palier.

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Revêtement de sol en carrelage	2	22	0.44
02	Mortier de pose	2	20	0.4
03	Lit de sable	2	18	0.36
04	Dalle pleine	15	25	3.75
05	Enduit de plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 5.15
Surcharge d'exploitation				Q = 2.5

II. 3. 5 L'acrotère:**Tableau II. 6:** Evaluation des charges sur l'acrotère.

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Surface (m²)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/ml)</i>
01	Enduit de ciment extérieur	0.014	20	0.28
02	Béton	0.0785	25	1.96
03	Enduit de ciment intérieur	0.014	20	0.28
Charge permanente totale				G = 2.56
Surcharge d'exploitation				Q = 1

II. 3. 6. Les murs:

➤ **Evaluation des charges sur les murs extérieurs**

Tableau II. 7: Evaluation des charges des murs extérieurs.

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Enduit extérieur en ciment	2	20	0.40
02	Brique creuse (15cm)	15	9	1.35
03.	Lame d'aire	05	/	/
04	Brique creuse (10cm)	10	9	0.9
05	Enduit intérieur en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 2.85

➤ **Evaluation des charges sur les murs intérieur:**

Tableau II. 8 : Evaluation des charges des murs intérieur.

	<i>Désignation des éléments</i>	<i>Epaisseurs (cm)</i>	<i>Densité (KN/m³)</i>	<i>Poids (KN/m²)</i>
01	Enduit intérieur en ciment	2	10	0.20
02	Brique creuse (10cm)	10	9	0.9
03	Enduit intérieur en plâtre	2	10	0.2
Charge permanente totale				G = 1.3

II. 4. PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX :

Ce sont les éléments qui assurent le contreventement de la structure.

II. 4. 1. Les poutres:

Ce sont des éléments porteurs en béton armé a ligne moyenne rectiligne, dont la portée est prise entre nus d'appuis. On distingue deux types ; poutres principales et poutres secondaires.

II. 4. 1. 1. Les poutres principales (P.P):

Les poutres principales sont les poutres sur lesquelles les poutrelles prennent appuis.

Leur pré dimensionnement se fait en respectant la condition de la flèche (rigidité) du CBA 93 suivante : $L_{max}/15 \leq h_t \leq L_{mx}/10$.

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre nus d'appuis ($L = L_{\max} = 522.21 \text{ m}$).

D'où : $522.21/15 \leq h_t \leq 522.21/10$.

Donc: $34.8 \leq h_t \leq 52.21$ Soit $h_t = 40 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99 /Version2003* (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20\text{cm} & \text{On a } b = 30 \text{ cm} & \longrightarrow \text{C'est vérifié.} \\ h \geq 30\text{cm} & \text{On a } h = 40 \text{ cm} & \longrightarrow \text{C'est vérifié.} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} & \text{On a } h / b = 40 / 30 = 1.33 & \longrightarrow \text{C'est vérifié.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres principales les dimensions suivantes : **$h = 40 \text{ cm}$** . **$b = 30 \text{ cm}$** .

II. 4. 1. 2. Les poutres secondaires (P.S):

Ce sont les poutres disposées parallèlement aux poutrelles. Elles sont pré dimensionnées selon la condition de flèche du *CBA93*.

$$L_{\max}/15 \leq h_t \leq L_{\max}/10.$$

Avec : h_t : hauteur de la poutre.

L : distance maximale entre axes d'appuis ($L = L_{\max} = 436.7 \text{ m}$).

D'où : $436.7/15 \leq h_t \leq 436.7/10$.

Donc: $29.11 \leq h_t \leq 43.67$ Soit $h_t = 35 \text{ cm}$ et $b = 30 \text{ cm}$

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du *RPA99/ Version2003* (Art : 7.5.1) qui sont les suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{lll} b \geq 20\text{cm} & \text{On a } b = 30 \text{ cm} & \longrightarrow \text{C'est vérifié.} \\ h \geq 30\text{cm} & \text{On a } h = 35 \text{ cm} & \longrightarrow \text{C'est vérifié.} \\ \frac{h}{b} \leq 4\text{cm} & \text{On a } h / b = 35 / 30 = 1.166 & \longrightarrow \text{C'est vérifié.} \end{array} \right.$$

Toutes les conditions du *RPA* sont vérifiées donc on opte pour l'ensemble des poutres secondaires les dimensions suivantes : **$h = 35 \text{ cm}$** . **$b = 30 \text{ cm}$** .

II. 4. 2. Les Voiles:

Ce sont des éléments porteurs en béton armé qui reprennent les efforts sismiques et les efforts verticaux. Leur pré dimensionnement doit satisfaire les conditions du RPA99 Version 2003 suivantes :

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

Avec :

h_e : Hauteur libre d'étage.

e : Epaisseur du voile.

L : Longueur du voile.

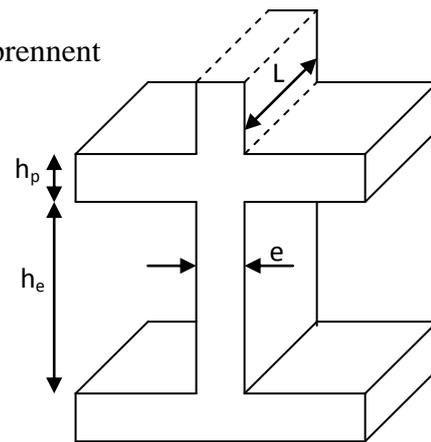


Figure II. 7: coupe d'un voile en élévation.

Nature d'étage	Hauteur libre d'étage (m)	Epaisseur du voile $e \geq h_e / 20$. (cm)
Sous sol	2.82	14.1
Etage courant	2.82	14.1
RDC	3.84	19.2

Tableau II. 9. : pré dimensionnement des voiles

On opte pour :

$e = 20 \text{ cm}$ pour sous sol et le RDC.

$e = 15 \text{ cm}$ pour étage courant.

➤ **Vérification :**

Pour qu'un voile soit considéré comme un élément de contreventement la largeur minimale doit être :

$$L_{\min} \geq 4 e . \quad \text{d'ou} \quad L_{\min} \geq 80 \text{ cm}$$

Soit : **L = 80 cm.**

II. 4. 3. Les poteaux :

Ce sont des éléments en béton armé, rectangulaires, carrés ou circulaires, destinés à transmettre les charges aux fondations,

Leurs pré dimensionnement se fait selon trois critères :

- Le critère de résistance (la compression simple à L'ELU).
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.
-

a. Le critère de résistance (contrainte de compression de béton) :

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

On doit vérifier que :

$$\frac{N_U}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_{c28}}{1.5}$$

Avec B : section du béton.

N_U : Effort normal pondéré due aux charges et surcharges.

A : Section transversale du poteau tel que : $A = b * h$.

$\bar{\sigma}_{bc}$: Contrainte admissible du béton à la compression, tel que :

$$f_{bU} = \frac{0.85 * f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.85 * 25}{1.5} = 14.20 \text{ MPa}$$

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

Avec :

G : La charge permanente due au plancher, les poutres et poteaux.

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

c. Le critère de stabilité de forme (flambement) :

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

$$N_U \leq \alpha \left[\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A f_e}{\gamma_s} \right] \Rightarrow B_r \geq \left[\frac{B N_U}{\frac{f_{bU}}{0.9} + \frac{0.85 A f_e}{B \gamma_s}} \right]$$

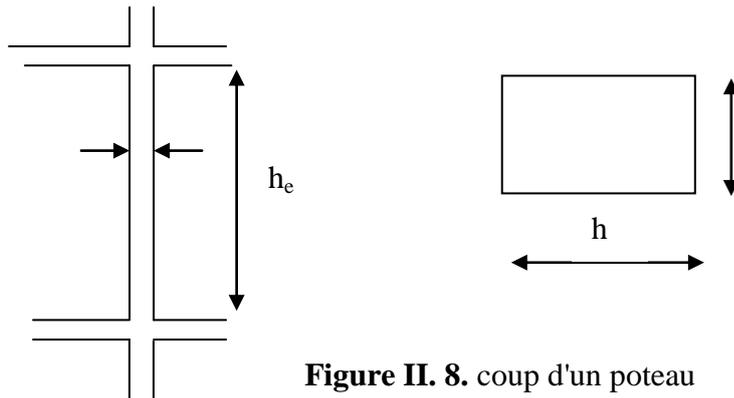


Figure II. 8. coup d'un poteau

Avec :

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

A / B : Le rapport de la section de l'acier à celle du béton, on prend ; **A / B = 1%**

α : Coefficient en fonction de l'élançement λ

λ : L'élançement définie par ; $\lambda = L_f / i_{\min}$.

Avec : L_f longueur du flambement.

Pour le cas de bâtiment courant : $L_f = 0.7 * l_0$ où :

l₀ : Longueur libre du poteau.

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \frac{h}{\sqrt{12}}.$$

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

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

$$\lambda = \frac{0.7 * l_0 \sqrt{12}}{h}$$

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

c. Pré dimensionnement selon les règles du RPA99/2003 (Art 7.4.1) :

Les dimensions de la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone IIa :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min} (b, h) \geq 25 \text{ cm.} \\ \text{Min} (b, h) \geq h_c / 20 \text{ cm.} \\ 0,25 < \frac{b}{h} < 4 \end{array} \right.$$

d. La descente de charge

Il s'agit de déterminer les actions mécaniques verticales (charges), s'exerçant sur les éléments porteurs d'une structure niveau par niveau à partir du haut.

La descente de charge va se faire pour les poteaux P₁ et P₂ car se sont ceux qui représentent les configurations les plus défavorables. (voir Figure II. 9.)

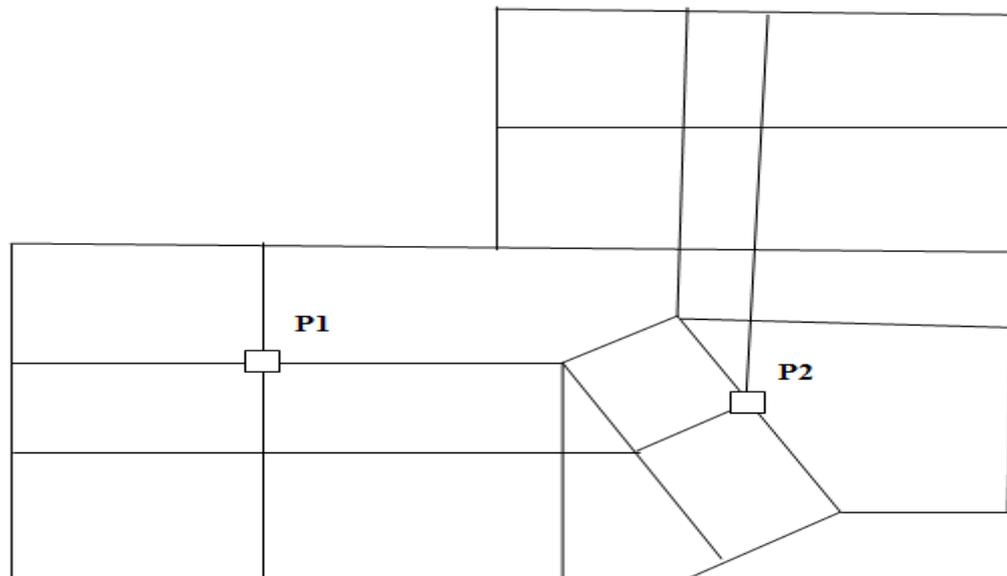


Figure II. 9. Repérage des poteaux les plus sollicités.

Et du fait que nous avons plus de 5 niveaux, ainsi que tous nos planchers sont à usage d'habitation nous procédons à la dégression des charges d'exploitations.

Chaque plancher d'un immeuble est calculé pour la charge d'exploitation maximale qu'il doit supporter. Toutefois, comme il est peu probable que tous les planchers d'une même construction soient soumis, en même temps, à leurs charges d'exploitation maximale, on réduit les charges transmises aux fondations.

e. La loi de dégression

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

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

Sous toit ou terrasse : Q_0

Sous dernier étage : $Q_0 + Q_1$

Sous étage immédiatement inférieur (étage2) : $Q_0 + 0.95(Q_1 + Q_2)$

Sous étage immédiatement inférieur (étage3) : $Q_0 + 0.9(Q_1 + Q_2 + Q_3)$

Sous étage n quelconque : $Q_n = Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n)$

Le coefficient $\frac{(3+n)}{2n}$ étant valable pour $n \geq 5$

La descente de charge va se faire pour les poteaux (C-3) et (D-3) car se sont ceux qui présentent les configurations les plus défavorables (voir Fig II.1) en se référant à la surface afférente.

f. Pré dimensionnement des poteaux préalablement:

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

Les sections des poteaux prises sont :

-Sous sol et RDC : 55x 50

-1ere, 2eme et 3eme niveau : 50x 45

-4eme, 5eme et 6eme niveau : 45x 40

-7eme, 8eme et 9eme niveau: 40x 35

-10eme et 11eme niveau : 35x 30

II. 5. Evaluation des charges sur les poteaux les plus sollicités:

A. Le poteau P1:

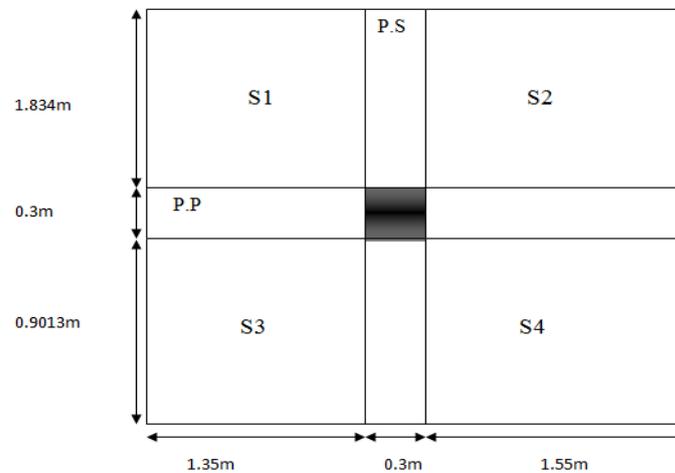


Figure II. 10: La surface afférentes de P1

Les surfaces afférentes pour la charge permanente

Plancher terrasse ; $S = S1+S2+S3+S4 \text{ m}^2$.

$$S = 7.93 \text{ m}^2$$

Plancher étage courant ;

$$S = 7.93 \text{ m}^2.$$

Les surfaces afférentes pour les charges d'exploitations

Pour le plancher terrasse : $S = 9.62 \text{ m}^2$.

Pour les planchers étages courants : $S = 7.93 \text{ m}^2$.

Les charges et surcharges

Plancher terrasse :

$$G = 7.93 \times 6.38 = 50.60 \text{ KN.}$$

$$Q = 9.62 \times 1 = 9.62 \text{ KN.}$$

Plancher étage courant :

$$G = 4.25 \times 7.93 = 33.71 \text{ KN.}$$

$$Q = 7.93 \times 1.5 = 11.895 \text{ KN.}$$

Plancher sous sol :

$$G = 4.25 \times 7.93 = 33.71 \text{ KN.}$$

$$Q = 7.93 \times 5 = 39.65 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres

$$G_{pp} = 2.9 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 8.7 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = 2.734 \times 0.35 \times 0.3 \times 25 = 7.18 \text{ KN}$$

Poids des poteaux

$$55 \times 50 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 21.04 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le sous sol.}$$

$$55 \times 50 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 28.05 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le RDC.}$$

$$50 \times 45 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 17.21 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 1ere, 2eme et le 3eme étage.}$$

$$45 \times 40 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 13.77 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 4eme, 5eme et le 6eme étage.}$$

$$40 \times 35 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 10.71 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 7eme, 8eme et le 9eme étage.}$$

$$35 \times 30 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 8.032 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 10eme étage.}$$

Les murs intérieurs: $G = 1.83 \times 2.82 \times 1.3 = 6.722 \text{ KN} \rightarrow$ Pour les étages courants et sous sol.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (P1) sont représentés dans le tableau suivant :

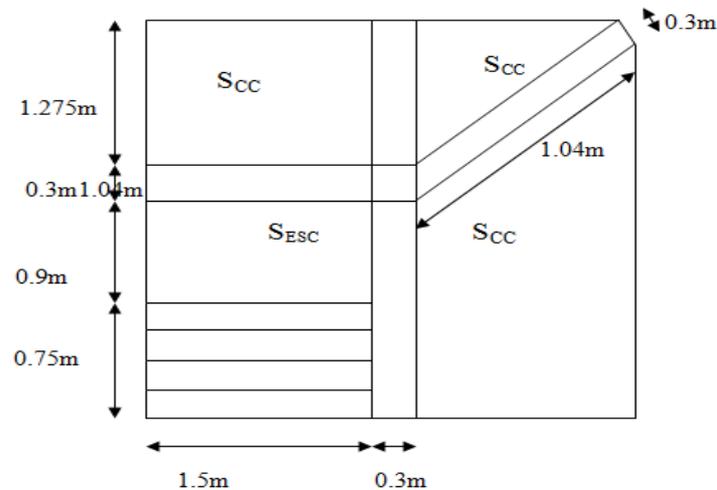
Tableau II. 10 : évaluation de charge du poteau P1.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher T- inaccessible	12.44	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	8.032	
	Total	74.51	9.62

N2	Venant de N1	74.51	
	Plancher étage courant	33.71	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	10.71	
	Murs intérieure	6.722	
	Total	141.53	21.515
N3	Venant de N2	141.53	
	Plancher étage courant	33.71	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	10.71	
	Murs intérieure	6.722	
	Total	208.55	32.221
N4	Venant de N3	208.55	
	Plancher étage courant	33.71	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	10.71	
	Murs intérieure	6.722	
	Total	275.57	41.737
N5	Venant de N4	275.57	
	Plancher étage courant	33.71	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	13.77	

	Murs intérieure	6.722	
	Total	345.65	50.063
N6	Venant de N5	345.65	
	Plancher étage courant	33.71	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	13.77	
	Murs intérieure	6.722	
	Total	415.73	57.2
N7	Venant de N6	415.73	
	Plancher étage courant	33.71	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	13.77	
	Murs intérieure	6.722	
	Total	485.83	63.147
N8	Venant de N7	485.83	
	Plancher étage courant	33.71	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	17.213	
	Murs intérieure	6.722	
	Total	559.35	69.095
	Venant de N8	559.35	
	Plancher étage courant	33.71	
	Poutre principale	8.7	

N9	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	17.213	
	Murs intérieure	6.722	
	Total	632.87	75.042
N10	Venant de N9	632.87	
	Plancher étage courant	33.71	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	17.213	
	Murs intérieure	6.722	
	Total	706.39	80.99
N11	Venant de N10	706.39	
	Plancher étage courant	33.71	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	28.05	
	Murs intérieure	6.722	
	Total	790.75	86.937
N12	Venant de N11	790.75	
	Plancher étage courant	33.71	
	Poutre principale	8.7	
	Poutre secondaire	7.18	
	Poteau	21.037	
	Total	861.38	126.587

B. Le poteau P2:**Figure II. 11** : La surface afférentes de P2.**Les surfaces afférentes pour la charge permanente**

Plancher terrasse ; $S_{cc} = 1.95 \text{ m}^2$.

Plancher étage 10 ; $S_{cc} = 7.77 \text{ m}^2$.

Plancher étage sous sol jusqu'a 9eme étage ;

$S_{cc} = 7.87 \text{ m}^2$.

$S_{esc} = 1.9 \text{ m}^2$.

Les surfaces afférentes pour les charges d'exploitations

Pour le plancher terrasse : $S_{cc} = 3.18 \text{ m}^2$.

Pour le plancher étage 10 : $S_{cc} = 9.30 \text{ m}^2$.

Pour les autres planchers :

$S_{cc} = 7.40 \text{ m}^2$.

$S_{esc} = 2.33 \text{ m}^2$.

Les charges et surcharges

Plancher terrasse :

$$G = 1.95 \times 6.38 = 12.44 \text{ KN.}$$

$$Q = 3.18 \times 1 = 3.18 \text{ KN.}$$

Plancher étage 10 :

$$G = 7.77 \times 6.38 = 49.57 \text{ KN.}$$

$$Q = 9.30 \times 1 = 9.30 \text{ KN.}$$

Planchers étages courants :

$$G = 5.87 \times 4.25 = 24.47 \text{ KN.}$$

$$Q = 7.4 \times 1.5 = 11.1 \text{ KN.}$$

Planchers étages RDC :

$$G = 5.87 \times 4.25 + 1.47 \times 4.25 = 30.72 \text{ KN.}$$

$$Q = 7.4 \times 1.5 + 1.82 \times 1.5 = 13.83 \text{ KN.}$$

Plancher SOUS SOL :

$$G = 5.87 \times 4.25 = 24.47 \text{ KN.}$$

$$Q = 7.40 \times 5 = 37 \text{ KN.}$$

Escalier :

$$G = 1.03 \times 5.15 + 0.87 \times 7.73 = 12.03 \text{ KN.}$$

$$Q = 1.03 \times 2.5 + 1.3 \times 2.5 = 5.82 \text{ KN.}$$

Poids propre des poutres

$$G_{pp} = 3.96 \times 0.4 \times 0.3 \times 25 = 11.88 \text{ KN.}$$

$$G_{ps} = 1.15 \times 0.35 \times 0.3 \times 25 = 3.02 \text{ KN}$$

Poids des poteaux

$$55 \times 50 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 21.04 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le sous sol.}$$

$$55 \times 50 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 28.05 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le RDC.}$$

$$50 \times 45 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 17.21 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 1ere, 2eme et le 3eme étage.}$$

$$45 \times 40 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 13.77 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 4eme, 5eme et le 6eme étage.}$$

$$40 \times 35 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 10.71 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 7eme, 8eme et le 9eme étage.}$$

$$35 \times 30 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 8. \text{ KN} \rightarrow \text{Pour le 10eme étage.}$$

$$35 \times 30 \text{ cm}^2 \rightarrow G = 7.14 \text{ KN} \rightarrow \text{Pour la cage d'ascenseur .}$$

Les murs extérieurs : $G = 2.85 \times 2.82 \times 2.19 = 17.60 \text{ KN}$.

L'acrotère : $G = 2.56 \times 2.59 = 6.63 \text{ KN}$.

Les résultats de la descente des charges pour le poteau (2) sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau II. 11 : évaluation de charge du poteau P2.

Niveaux	Eléments	G (KN)	Q (KN)
N1	Plancher T- inaccessible	12.44	
	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Poteau	7.14	
	Acrotère	6.63	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	58.71	3.18
N2	Venant de N1	58.17	
	Plancher étage 10	49.57	
	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Poteau	8.03	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	148.27	12.48
N3	Venant de N2	148.27	
	Plancher étage courant	24.47	
	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Escalier	12.03	
	Poteau	10.71	
	Murs extérieure	17.60	

	Total	227.98	27.14
N4	Venant de N3	227.98	
	Plancher étage courant	24.47	
	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Escalier	12.03	
	Poteau	10.71	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	307.69	40.20
N5	Venant de N4	307.69	
	Plancher étage courant	24.47	
	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Escalier	12.03	
	Poteau	10.71	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	387.4	51.65
N6	Venant de N5	387.4	
	Plancher étage courant	24.47	
	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Escalier	12.03	
	Poteau	13.77	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	470.17	61.56

N7	Venant de N6	470.17	
	Plancher étage courant	24.47	
	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Escalier	12.03	
	Poteau	13.77	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	552.94	69.85
N8	Venant de N3	552.94	
	Plancher étage courant	24.47	
	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Escalier	12.03	
	Poteau	13.77	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	635.71	76.55
N9	Venant de N8	635.71	
	Plancher étage courant	24.47	
	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Escalier	12.03	
	Poteau	17.21	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	721.92	81.66

N10	Venant de N9	721.92	
	Plancher étage courant	2447	
	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Escalier	12.03	
	Poteau	17.21	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	808.13	85.17
N11	Venant de N10	808.13	
	Plancher étage courant	24.47	
	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Escalier	12.03	
	Poteau	17.21	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	894.34	87.10
N12	Venant de N11	894.34	
	Plancher étage courant	30.72	
	Poutre principale	20.64	
	Poutre secondaire	6.04	
	Escalier	24.06	
	Poteau	28.05	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	1021.45	87.43
	Venant de N12	1021.45	
	Plancher étage courant	24.47	

N13	Poutre principale	11.88	
	Poutre secondaire	3.02	
	Escalier	12.03	
	Poteau	21.04	
	Murs extérieure	17.60	
	Total	1111.49	208.68

D'après les deux tableaux on remarque que le poteau (P2) est le plus sollicité, donc les vérifications à faire concernent ce dernier.

C. Les vérifications :

Selon le BAEL (art B.8.1, 1) on doit majorer l'effort normal de compression ultime N_u de 10%.

$$N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 1111.49 + 1.5 \times 208.68 = 1813.53 \text{ KN}$$

Après majoration on trouve à la base $N_u^* = 1994.88 \text{ KN}$

Les poteaux sont pré dimensionnés selon trois critères :

- Le critère de résistance.
- Le critère de stabilité de forme.
- Les règles du RPA99/2003.

➤ Critère de résistance

$$\frac{N_u^*}{B} \leq \bar{\sigma}_{bc} \quad \text{tel que} \quad : \quad \bar{\sigma}_{bc} = \frac{0.85 * f_c}{1.5} = 15 \text{ MPa}$$

$$B \geq \frac{N_u^*}{\bar{\sigma}_{bc}} \Rightarrow B \geq \frac{1994.88}{15 \times 10^3} \Rightarrow B \geq 0.13 \text{ m}^2$$

A la base $B = 0.55 \times 0.5 = 0.275 \text{ m}^2 \rightarrow c'$ est vérifiée.

Ce tableau résume les vérifications à la compression à tous les niveaux :

Tableau II. 12 : Vérification des poteaux à la compression simple.

Poteau	G (KN)	Q(KN)	Nu (KN)	Nu* (KN)	Bcal (m ²)	Badp (m ²)	Bcal ≤ Badp
Sous sol, RDC	1091.92	224.5	1813.53	1994.88	0.132	0.275	Vérifier
1er, 2eme et 3eme	907.97	92.05	1363.83	1500.21	0.1	0.225	Vérifier
4eme, 5eme et 6eme	639.05	80.75	983.84	1082.22	0.072	0.18	Vérifier
7eme, 8eme et 9eme	380.45	54.23	594.95	554.44	0.043	0.14	Vérifier
10eme et cage d'ascenseur	131.02	12.48	195.59	215.15	0.014	0.105	Vérifier

Le critère de résistance est bien vérifié pour tous les poteaux.

➤ **Vérification au flambement**

On doit vérifier que :

$$Nu^* \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{A_s \cdot f_e}{\gamma_s} \right]$$

B_r : section réduite de poteau $\Rightarrow B_r = (b-2) * (h-2)$

A_s : section des armatures calculées

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

$$\alpha = \begin{cases} 0,85 / [1 + 0,2 \cdot (\lambda/35)^2] & \dots \lambda \leq 50. \\ 0,6(50/\lambda) & \dots \lambda \leq 70. \end{cases}$$

l_f : longueur de flambement : $l_f = (0,7 * l_0)$.

i : rayon de giration définit par : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$.

λ est définie comme suite : $\lambda = \frac{l_f}{i}$.

I : moment d'inertie : $I = h \times b^3 / 12$.

L_0 ; longueur du poteau.

$$L_f = 0,7 \times 2,66 = 1,862\text{m.}$$

$$B_{adp} = 0,55 \times 0,50 = 0,275\text{m}^2.$$

$$I = \frac{(0,55)^3 \cdot 0,5}{12} = 6,93 \times 10^{-3} \text{m}^4 .$$

$$i = \sqrt{\frac{6,93 \times 10^{-3}}{0,275}} = 0,159 \text{ m.}$$

$$\lambda = \frac{1,862}{0,159} = 11,66 < 50 \Rightarrow \alpha = 0,85 / [1 + 0,2 * (\lambda/35)^2] = 0,83$$

On admet que : $A_s/Br = 1\% \Rightarrow A_s = Br/100$.

Donc : On doit vérifier que : $B_{r,cal} = \frac{Nu^*}{\alpha \left(\frac{f_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + \frac{f_e}{100 \cdot \gamma_s} \right)}$

$$Br_{cal} \geq 1994,88 \times 10^{-3} / [0,83 * (\frac{25}{0,9 * 1,5} + \frac{400}{100 * 1,15})] = 0,051 \text{m}^2 .$$

Or : $Br_{adp} = (0,55 - 0,02) \times (0,5 - 0,02) = 0,25 \text{m}^2 > 0,089 \text{m}^2$. $\rightarrow c'$ est vérifiée.

Donc le poteau ne risque pas de se flamber.

Tableau II. 13 : Vérification des poteaux au flambement.

poteau	Nu* (KN)	B _{adp} (m ²)	L ₀ (m)	L _f (m)	I. 10 ⁻³ (m ⁴)	i(m)	λ	α	Br cal (m ²)	Br adp (m ²)	Br adp ≥ Br cal
S.Sol	1994.88	0.275	2.66	1.86	6.93	0.159	11.66	0.83	0.051	0.25	Vérifié
RDC	1635.20	0.275	3.68	2.57	6.93	0.159	16.13	0.81	0.0436	0.25	Vérifié
1 er	1470.51	0.225	2.66	1.86	4.68	0.14	12.90	0.82	0.0387	0.206	Vérifié
2eme	1363.68	0.225	2.66	1.86	4.68	0.14	12.90	0.82	0.0359	0.206	Vérifié
3eme	1224.34	0.225	2.66	1.84	4.68	0.14	12.90	0.82	0.0322	0.206	Vérifié
4eme	1082.22	0.18	2.66	1.86	3.03	0.13	14.33	0.82	0.0285	0.163	Vérifié
5eme	942.41	0.18	2.66	1.86	3.03	0.13	14.33	0.82	0.0248	0.163	Vérifié

6eme	799.82	0.18	2.66	1.86	3.03	0.13	14.33	0.82	0.0210	0.163	Vérifié
7eme	654.44	0.14	2.66	1.86	1.86	0.11	16.12	0.81	0.0174	0.125	Vérifié
8eme	510.79	0.14	2.66	1.86	1.86	0.11	16.12	0.81	0.0136	0.125	Vérifié
9eme	364.38	0.14	2.66	1.86	1.86	0.11	16.12	0.81	0.0097	0.125	Vérifié
10eme	215.15	0.105	2.66	1.86	1.07	0.10	18.42	0.80	0.0058	0.092	Vérifié
Cage d'asc	60.00	0.105	2.32	1.62	1.07	0.10	18.42	0.81	0.0016	0.092	Vérifié

Le critère de stabilité de forme est bien vérifié pour tous les poteaux.

➤ **Vérification des conditions de RPA**

- $\min(h, b) \geq 25 \text{ cm}$ (1)
- $\min(h, b) \geq h_c/20$ (2)
- $1/4 \leq b/h \leq 4$ (3)

Tableau II. 14 : Vérification des conditions de RPA

Niveaux	Section (cm ²)	Condition (1) (cm)	Condition (2) (cm)	Condition (3)	Observation
S .Sol	55x50	$50 \geq 25$	$50 \geq 14.1$	$1/4 \leq 0.9 \leq 4$	Vérifier
RDC	55x50	$50 \geq 25$	$50 \geq 19.2$	$1/4 \leq 0.9 \leq 4$	Vérifier
1ere, 2eme et 3eme	50x45	$45 \geq 25$	$45 \geq 14.1$	$1/4 \leq 0.9 \leq 4$	Vérifier
4eme, 5eme et 6eme	45x40	$40 \geq 25$	$40 \geq 14.1$	$1/4 \leq 0.89 \leq 4$	Vérifier
7eme, 8eme et 9eme	40x35	$35 \geq 25$	$35 \geq 14.1$	$1/4 \leq 0.87 \leq 4$	Vérifier
10eme	35x30	$30 \geq 25$	$30 \geq 14.1$	$1/4 \leq 0.85 \leq 4$	Vérifier
Cage d'asce	35x30	$30 \geq 25$	$30 \geq 12.4$	$1/4 \leq 0.85 \leq 4$	Vérifier

Les conditions de RPA sont vérifiées pour tous les poteaux.

➤ **Vérification de l'effort normal réduit :**
Solen le RPA (Art; 7.1.3.3), il faut vérifier que :

$$V = \frac{N_d}{B \times f_{c28}} \leq 0.3$$

$$V = \frac{1994.88 \times 10^{-3}}{(0.55 \times 0.50) \times 25} = 0.29 \leq 0.3 \dots\dots\dots \text{C'est vérifier.}$$

Tableau II. 15 : Vérification des poteaux aux efforts normal réduit.

Niveau	N_d	B_c	f_{cj}	V	Observation
	KN	cm ²	Mpa		
Sous sol	1994.88	2750	25	0.29	Vérifiée
Etage 1	1277.41	2250	25	0.22	Vérifiée
Etage 4	973.03	1800	25	0.21	Vérifiée
Etage 7	600.46	1400	25	0.17	Vérifiée
Etage 10	218.88	1050	25	0.08	Vérifiée

L'effort normal réduit est vérifié pour tous les poteaux.

II. 6. Conclusion:

L'épaisseur des planchers corps creux a été estimé à (16+4)cm ; l'épaisseur des dalles pleines à 12cm et 15cm pour les escaliers.

Une fois les éléments non structuraux pré dimensionnés, nous avons procédé au pré dimensionnement des éléments structuraux. Les voiles ont été ainsi dimensionné à 20cm d'épaisseur, les sections des poutres ont été estimé à (30×40)cm pour les principales et (30×35)cm pour les poutres secondaires. Les poteaux ont été étudié a la compression et au flambement. Afin de déterminer le poteau le plus sollicité, nous avons effectué la descente de charge sur les poteaux qui nous semblaient les plus sollicitées, en se référant : à la surface afférente, l'aboutissement des poutres, et position par rapport à la cage d'escalier. Il s'est avéré que le plus sollicité était le poteau (P2).

Les sections des poteaux ainsi adoptés sont :

Poteaux Sous sol et RDC: (50x55)cm².

Poteaux des étages 1, 2 et 3: (45x50)cm².

Poteaux des étages 4, 5 et 6: (40x45)cm².

Poteaux des étages 7, 8 et 9: (35x40)cm².

.poteaux d'étage 10 et la couverture de la cage d'ascenseur: (30x35)cm².

Chapitre III

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre on s'intéresse uniquement à l'étude des éléments non structuraux (différents planchers, escalier, acrotère et l'ascenseur). Cette étude se fait en suivant le cheminement suivant : évaluation des charge sur l'élément considéré, calcul des sollicitations les plus défavorables puis, détermination de la section de acier nécessaire pour reprendre les charges en question toutes on respectant la réglementation en vigueur.

III.2. Etude des planchers :

Nous rappelons que nous avons deux types de planchers, planchers corps creux et planchers dalles pleines

III.2.1. Planchers corps creux :

III.2.1.1. Les poutrelles :

Le schéma suivant montre le sens de disposition des poutrelles adopté. Ce dernier a été choisi de telle sorte à satisfaire au maximum les deux critères suivants :

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

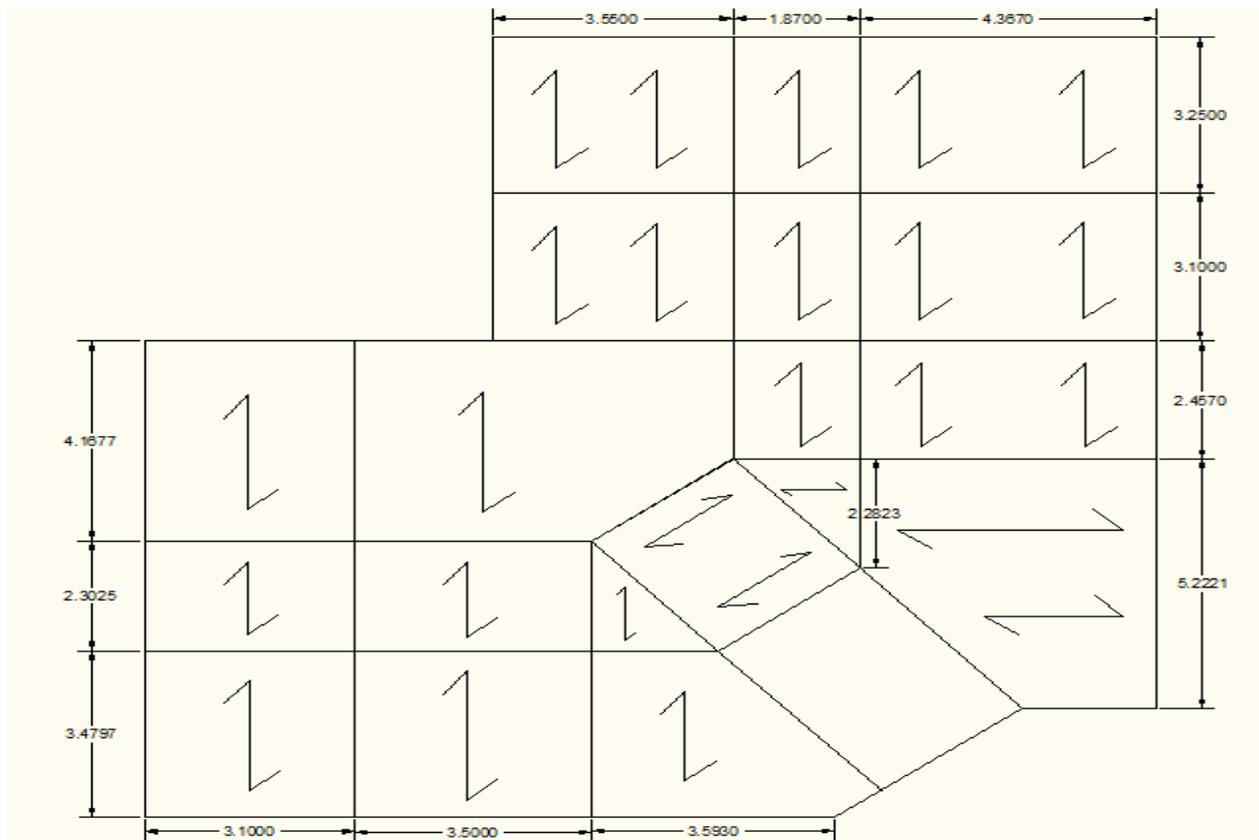


Figure III. 1. sens de disposition des poutrelles de différents étages .

Chapitre III

Le sens de disposition adopté donne naissance à différents types de poutrelles. Ces derniers sont résumés sur le tableau suivant :

Tableau III.1 : Les différents types des poutrelles.

Type	Schéma statique
Type 1	
Type 2	
Type 3	
Type 4	
Type 5	
Type 6	

A. Méthodes de calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées à la flexion simple sous G et Q comme des poutres continues sur plusieurs appuis. Pour ce faire, nous disposons de deux méthodes :

- Méthode forfaitaire
- Méthode de Caquot.

a. Méthode forfaitaire :

Elle est applicable si les conditions suivantes sont satisfaites.

- Plancher à surcharges modérées : $Q \leq \text{Min}(2G;5) \text{KN} / \text{m}^2$.
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$.
- Le moment d'inertie est constant sur tout le long de la travée.
- Fissuration peu nuisible.

Exposé de la méthode

Soit une poutre continue soumise à un chargement q

Soit $\alpha = \frac{Q}{G+Q}$ (coefficient d'importance)

▪ **Moment sur appuis**

➤ **Appui de rive :**

Les moments sur les appuis de rives sont nuls .Cependant ;nous tenons compte d'un moment fictif ayant une valeur de $(-0.15M_0)$.

➤ **Appuis intermédiaires :**

Les moments sont de l'ordre :

- $(-0.6M_0)$: pour une poutre sur trois (03) appuis.
- $(-0.5M_0)$: pour les appuis voisins de rive, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
- $(-0.4M_0)$: pour les appuis intermédiaires, quand il s'agit d'une poutre qui a plus de trois (03) appuis.
 M_0 : étant le maximum des deux moments isostatiques encadrant l'appui considéré.

▪ **Moments en travées**

Les moments en travée sont déterminés à partir des deux expressions suivantes :

$$(1) \quad M_t + \frac{|M_g| + |M_d|}{2} \geq \max \begin{cases} (1 + 0,3 \times \alpha) \times M_0 \\ 1,05 \times M_0 \end{cases}$$

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

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

M_0 : Moment isostatique de la travée considérée.

▪ **Evaluation des efforts tranchants**

Les efforts tranchants sont évalués forfaitairement, soit par les méthodes classique de résistance des matériaux tout en supposant la discontinuité entre les travées. Dans ce cas les efforts tranchants hyperstatiques sont confondus même avec les efforts tranchants isostatiques sauf pour les premiers appuis intermédiaires (voisin de rive) ou l'effort tranchant isostatique doit être majoré de :

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

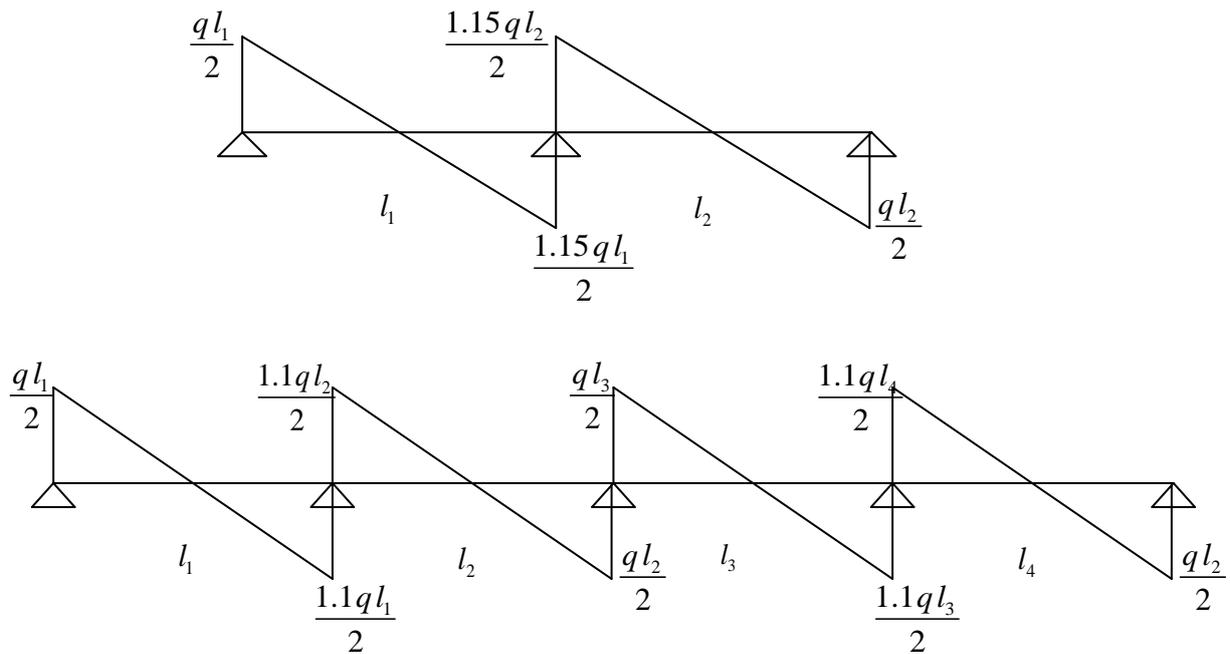


Figure III.2 : Evaluation des efforts tranchants.

b. Méthode de CAQUOT :

Elle est applicable si l'une des conditions d'application de la méthode forfaitaire n'est pas vérifiée.

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

▪ Moment sur appuis :

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

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

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

▪ Moment en travée :

Ils sont déterminés par la méthode de résistance des matériaux.

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

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

$$\Rightarrow X = \frac{\frac{q \times L}{2} - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}}{q}$$

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

▪ **Evaluation des efforts tranchants :**

$$V = \frac{dM}{dX} = q \times \frac{L}{2} - q \times X - \frac{M_g}{L} + \frac{M_d}{L}$$

B. Calcul des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

À l'ELU : $q_u = 1.35 \times G + 1.5 \times Q$ et $p_u = 0.65 \times q_u$

À l'ELS : $q_s = G + Q$ et $p_s = 0.65 \times q_s$

Tableau III.2 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles

Désignation	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (KN/m ²)	P _u (KN/ml)	q _s (KN/m ²)	P _s (KN/ml)
Terrasse inaccessible	6.38	1	10.11	6.57	7.38	4.79
Etages courants	4.25	1.5	7.98	5.19	5.75	3.73
Étage commercial	4.25	5	13.23	8.60	9.25	6.01

C. Calcul des sollicitations :

-Choix de la méthode de calcul :

- **Vérification des conditions d'application de la méthode forfaitaire :**

1^{ère} condition :

$$Q \leq \text{Min}(2G; 5) \text{KN} / \text{m}^2$$

- plancher terrasse inaccessible ;
G = 6.38KN/m²
Q = 1KN/m² ⇒ 1 ≤ min (2x6.38 ; 5) KN/m²vérifier.
- plancher étage courant ;
G = 4.25KN/m²
Q = 1.5KN/m² ⇒ 1 ≤ min (2x4.25 ; 5) KN/m²vérifier.
- plancher étage commercial ;
G = 4.25KN/m²
Q = 5KN/m² ⇒ 1 ≤ min (2x4.25 ; 5) KN/m²vérifier.

Chapitre III

2^{ème} condition :

$$0.8 \leq \frac{l_i}{l_{i+1}} \leq 1.25$$

Dans notre cas les 2 eme conditions d'application de la méthode forfaitaire sont pas vérifier pour tout les types de poutrelle, donc on utilise la méthode de Caquot minorée.

Nous présentons dans ce qui suit un exemple de calcul des sollicitation dans les poutrelles en utilisant la méthode de Caquot .

- Exemple de calcul d'une poutrelle type 5 du plancher terrasse inaccessible :

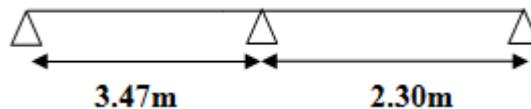


Figure III. 3 :schéma statique d'une poutrelle type 5.

▪ Moment en appuis

Calcul des longueurs fictives

$$L' = \begin{cases} 0.8L : \text{Travée intermédiaire} \\ L : \text{Travée de rive} \end{cases}$$

$$L'_{AB} = L_{AB} = 3.47m$$

$$L'_{BC} = L_{BC} \Rightarrow L'_{BC} = 2.30m$$

Calcul des moments aux appuis

$$G' = 2/3G = 4.25 \text{ KN/m}^2.$$

$$P_u = (1.35 \times 4.25 + 1.5 \times 1) \times 0.65 = 4.70 \text{ KNm.}$$

$$P_s = (4.25 + 1) \times 0.65 = 3.41 \text{ KNm.}$$

A l'ELU

$$M_i = -\frac{q_g \times L_g^3 + q_d \times L_d^3}{8.5 \times (L'_g + L'_d)}$$

$$M_A = M_C = 0.$$

$$M_B = -\frac{4.70 \times (3.47^3 + 2.3^3)}{8.5 \times (3.47 + 2.3)} \Rightarrow M_B = -5.17 \text{ KNm.}$$

A l'ELS

$$M_A = M_C = 0.$$

$$M_B = \frac{3.41 \times (3.47^3 + 2.3^3)}{8.5 \times (3.47 + 2.3)} \Rightarrow M_B = -3.75 \text{ KN.}$$

Chapitre III

- **Moments aux travées :** (reprendre la totalité de G)

Travée AB

A ELU

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

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (1 - x).$$

$$M(x) = q \frac{x}{2} (1 - x) + M_d \frac{x}{l}$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow M_d \frac{x}{l} + q \frac{l}{2} - qx = 0.$$

$$\Rightarrow x_0 = \frac{l}{2} + \frac{M_d}{lq}.$$

$$x_0 = 3.47/2 - 5.17 / (6.57 \times 3.47)$$

$$x_0 = 1.50 \text{ m.}$$

$$M_{AB} = \frac{6.57 \times 1.50}{2} (3.47 - 1.5) - \frac{5.17 \times 1.50}{3.47}.$$

$$M_{AB} = 7.47 \text{ KNm.}$$

A ELS:

$$x_0 = 1.50 \text{ m.}$$

$$M_{AB} = 5.45 \text{ KNm.}$$

Travée BC

A ELU

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

$$M_0(x) = q \frac{x}{2} (1 - x).$$

$$M(x) = q \frac{x}{2} (1 - x) + M_g \left(1 - \frac{x}{l}\right)$$

$$\frac{dM(x)}{dx} = 0 \Rightarrow -M_g \frac{1}{l} + q \frac{l}{2} - qx = 0.$$

$$\Rightarrow x_0 = \frac{l}{2} - \frac{M_g}{ql}.$$

$$x_0 = 2.3/2 + 5.54 / (7.07 \times 2.3)$$

$$x_0 = 1.49 \text{ m.}$$

$$M_{BC} = \frac{6.57 \times 1.49}{2} (2.3 - 1.49) + (-5.17) \left(1 - \frac{1.49}{2.3}\right).$$

$$M_{BC} = 2.14 \text{ KNm.}$$

A ELS:

$$x_0 = 1.49 \text{ m.}$$

$$M_{BC} = 1.57 \text{ KNm.}$$

Chapitre III

▪ Effort tranchant:

$$V_i = V_0 - \frac{Mg - Md}{L_i}$$

Travée AB

$$V_A = P_u \frac{L_i}{2} - \frac{dM}{dX} = 0 \Rightarrow -q \times X + q \times \frac{L}{2} - \frac{M}{L} + \frac{M_B}{L} = 0$$

$$V_A = Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_A}{L} + \frac{M_B}{L} = 9.91 \text{ KN.}$$

$$V_B = -Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_A}{L} + \frac{M_B}{L} = -12.89 \text{ KN.}$$

Travée BC

$$V_B = Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_B}{L} + \frac{M_C}{L} = 9.80 \text{ KN.}$$

$$V_C = -Pu \times \frac{L}{2} - \frac{M_B}{L} + \frac{M_C}{L} = -5.30 \text{ KN.}$$

Les résultats des sollicitations sont représentés sur les tableaux suivants

➤ Plancher terrasse inaccessible :

Tableau III. 3 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher terrasse inaccessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfait aire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	3.47	3.47	----	0	-5.00	7.54	9.96	-12.84
	B – C	2.30	1.84	----	-5.00	-4.61	-0.46	7.72	-7.38
	C – D	4.16	3.32	----	-4.61	-4.97	9.42	13.58	-13.75
	D – E	3.10	2.48	----	-4.97	-4.79	3.01	10.24	-10.12
	E – F	3.25	3.25		-4.79	0	6.44	12.15	-9.20
02	A – B	2.45	2.45	----	0	-3.36	3.39	6.67	-9.42
	B – C	3.10	2.48	----	-3.36	-4.79	3.83	9.72	-10.64
	C – D	3.25	3.25	----	-4.79	0	6.44	12.15	-9.20
03	A – B	4.16	4.16	----	0	-7.21	10.83	11.93	-15.40
	B – C	2.30	1.84	----	-7.21	-5.00	-1.69	8.51	-6.59
	C – D	3.47	3.47	----	-5.00	0	7.54	12.84	-9.96
04	A – B	4.36	4.36	----	0	-7.94	11.89	12.50	-16.15
	B – C	1.87	1.87	----	-7.94	0	0.27	10.38	-1.89
05	A – B	3.47	3.47	----	0	-5.17	7.47	9.91	-12.89
	B – C	2.3	2.30	----	-5.17	0	2.14	9.80	-5.30
06	A – B	2.7	----	----	0	0	5.99	8.87	-8.87

Chapitre III

Tableau III. 4 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher terrasse inaccessible.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	3.47	3.47	----	0	-3.63	5.51	----	----
	B – C	2.30	1.84	----	-3.63	-3.35	-0.32	----	----
	C – D	4.16	3.33	----	-3.35	-3.60	6.9	----	----
	D – E	3.10	2.48	----	-3.60	-3.47	2.22	----	----
	E - F	3.25	3.25	----	-3.47	0	4.71		
02	A – B	2.45	2.45	----	0	-2.44	2.48	----	----
	B – C	3.10	2.48	----	-2.44	-3.47	2.81	----	----
	C – D	3.25	3.25	----	-3.47	0	4.71	----	----
03	A – B	4.16	4.16	----	0	-5.23	7.92	----	----
	B – C	2.30	1.84	----	-5.23	-3.63	-1.21	----	----
	C – D	3.47	3.47	----	-3.63	0	5.51	----	----
04	A – B	4.36	4.36	----	0	-5.76	8.69	----	----
	B – C	1.87	1.87	----	-5.76	0	0.20	----	----
05	A – B	3.47	3.47	----	0	-3.75	5.46	----	----
	B – C	2.30	2.30	----	-3.75	0	1.57	----	----
06	A – B	2.7	----	----	0	0	4.37	----	----

➤ **Planchers étages courants :**

Tableau III. 5 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour les planchers étages courants.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfaitaire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	3.47	3.47	----	0	-4.20	5.85	7.79	-10.22
	B – C	2.30	1.84	----	-4.20	-3.87	-0.62	6.11	-5.82
	C – D	4.16	3.33	----	-3.87	-4.17	7.21	10.72	-10.87
	D – E	3.10	2.48	----	-4.17	-4.02	2.14	8.09	-7.99
	E - F	3.25	3.25	----	-4.02	0	4.99	9.67	-7.2
02	A – B	2.45	2.45	----	0	-2.82	2.61	5.20	-7.50
	B – C	3.10	2.48	----	-2.82	-4.02	2.83	7.66	-8.43
	C – D	3.25	3.25	----	-4.02	0	4.99	9.67	-7.2
03	A – B	4.16	416	----	0	-6.05	8.40	9.34	-12.25
	B – C	2.30	1.84	----	-6.05	-4.20	-1.63	6.77	-5.16

Chapitre III

	C – D	3.47	3.47	----	-4.20	0	5.85	10.22	-7.79
04	A – B	4.36	4.36	----	0	-6.66	9.22	9.79	-12.84
	B – C	1.87	1.87	----	-6.66	0	0.16	8.41	-1.29
05	A – B	3.47	3.47	----	0	-4.34	5.79	7.75	-10.26
	B – C	2.3	2.30	----	-4.34	0	1.60	7.85	-4.08
06	A – B	2.7	----	----	0	0	4.73	7.01	-7.01

Tableau III. 6 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour les planchers étages courants.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfait aire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	3.47	3.47	----	0	-2.99	4.22	----	----
	B – C	2.30	1.84	----	-2.99	-2.76	-0.40	----	----
	C – D	4.16	3.33	----	-2.76	-2.97	5.21	----	----
	D – E	3.10	2.48	----	-2.97	-2.86	1.57	----	----
	E - F	3.25	3.25	----	-2.86	0	3.60	----	----
02	A – B	2.45	2.45	----	0	-2.01	1.88	----	----
	B – C	3.10	2.48	----	-2.01	-2.86	2.06	----	----
	C – D	3.25	3.25	----	-2.86	0	3.60	----	----
03	A – B	4.16	4.16	----	0	-4.32	6.07	----	----
	B – C	2.30	1.84	----	-4.32	-2.99	-1.14	----	----
	C – D	3.47	3.47	----	-2.99	0	4.22	----	----
04	A – B	4.36	4.36	----	0	-4.75	6.66	----	----
	B – C	1.87	1.87	----	-4.75	0	0.12	----	----
	B – C	2.3	2.30	----	-3.1	0	1.16	----	----
05	A – B	3.47	3.47	----	0	-3.88	4.18	----	----
	B – C	2.30	2.30		-3.88	0		----	----
06	A – B	2.7	----	----	0	0	3.40	----	----

Chapitre III

➤ Plancher étage commercial :

Tableau III. 7 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELU pour le plancher étage commercial.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfait aire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	3.47	3.47	----	0	-7.83	9.33	12.67	-17.18
	B – C	2.30	1.84	----	-7.83	-7.22	-1.83	10.15	-9.62
	C – D	4.16	3.33	----	-7.22	-7.77	11.11	17.76	-18.03
	D – E	3.10	2.48	----	-7.77	-7.49	2.70	13.42	-13.24
	E - F	3.25	3.25		-7.49	0	7.92	16.28	-11.67
02	A – B	2.45	2.45	----	0	-5.26	4.09	8.39	-12.68
	B – C	3.10	2.48	----	-5.26	-7.49	3.98	12.61	-14.05
	C – D	3.25	3.25	----	-7.49	0	7.92	16.28	-11.67
03	A – B	4.16	4.16	----	0	-11.29	13.39	15.18	-20.61
	B – C	2.30	1.84	----	-11.29	-7.83	-3.74	11.36	-8.41
	C – D	3.47	3.47	----	-7.83	0	9.33	17.18	-12.67
04	A – B	4.36	4.36	----	0	-12.43	14.70	15.90	-21.60
	B – C	1.87	1.87	----	-12.43	0	0.11	14.68	-1.39
05	A – B	3.47	3.47	----	0	-8.09	9.21	12.59	-17.26
	B – C	2.30	2.30	----	-8.09	0	2.36	13.40	-6.37
06	A – B	2.7	----	----	0	0	7.84	11.61	-11.61

Tableau III. 8 : sollicitations dans les différents types de poutrelles à l'ELS pour le plancher étage commercial.

Type	Travée	Longueur L(m)	Longueur L'(m) (M.Caquot)	M ₀ KN.m (M.forfait aire)	Moment en appui (KN.m)		Moment en travée (KN.m)	Effort tranchant (KN)	
					M _g	M _d		V _g	V _d
01	A – B	3.47	3.47	----	0	-5.41	6.54	----	----
	B – C	2.30	1.84	----	-5.41	-4.99	-1.22	----	----
	C – D	4.16	3.33	----	-4.99	-5.37	7.82	----	----
	D – E	3.10	2.48	----	-5.37	-5.18	1.94	----	----
	E - F	3.25	3.25		-5.18	0	5.56		
02	A – B	2.45	2.45	----	0	-3.64	2.87	----	----
	B – C	3.10	2.48	----	-3.64	-5.18	2.83	----	----
	C – D	3.25	3.25	----	-5.18	0	5.56	----	----
03	A – B	4.16	4.16	----	0	-7.81	9.39	----	----
	B – C	2.30	1.84	----	-7.81	-5.41	-2.54	----	----
	C – D	3.47	3.47	----	-5.41	0	6.54	----	----

Chapitre III

04	A – B	4.36	4.36	----	0	-8.59	10.31	----	----
	B – C	1.87	1.87	----	-8.59	0	0.08	----	----
05	A – B	3.47	3.47	----	0	-5.60	6.46	----	----
	B – C	2.30	2.30	----	-5.60	0	1.67	----	----
06	A – B	2.7	----	----	0	0	5.47	----	----

Le ferrailage des poutrelles se fait suivant les sollicitations maximales. Ces dernières sont récapitulées dans le tableau suivant :

Tableau III. 9. Sollicitations maximales aux états limite des différents niveaux.

Etages	Type de poutrelle	Etats limites						
		ELU				ELS		
		M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)	V_{MAX} (KN)	M_{MAX}^{Appui} (KN.m)		$M_{MAX}^{Travée}$ (KN.m)
		Rive	Interne			Rive	Interne	
Terrasse inaccessible	01	-2.13	-5.00	9.42	-13.75	-1.55	-3.63	6.9
	02	-1.30	-4.79	6.44	12.15	-0.94	-3.47	4.71
	03	-2.13	-7.12	10.83	-15.40	-1.55	-5.23	7.92
	04	-2.34	-7.94	11.89	-16.15	-1.70	-5.76	8.69
	05	-1.48	-5.17	7.47	-12.89	-1.08	-3.75	5.46
	06	-0.89	5.99	8.87	-0.65	4.37
Etages courants	01	-1.68	-4.20	7.21	-10.87	-1.20	-2.99	5.21
	02	-1.02	-4.02	4.99	9.67	-0.73	-2.86	3.60
	03	-1.68	-6.05	8.44	-12.25	-1.20	-4.32	6.07
	04	-1.84	-6.66	9.22	-12.84	-1.32	-4.75	6.66
	05	-1.17	-4.34	5.79	-10.26	-0.84	-3.10	4.18
	06	-0.70	4.73	7.01	-0.50	3.40
Etage commercial	01	-2.79	-7.83	11.11	-18.08	-1.95	-5.41	7.82
	02	-1.70	-7.49	7.92	16.28	-1.18	-5.18	5.56
	03	-2.79	-11.29	13.39	-20.61	-1.95	-7.81	9.39
	04	-3.09	-12.43	14.70	-21.60	-2.41	-8.59	10.31
	05	-1.94	-8.09	9.21	-17.26	-1.35	-5.60	6.46
	06	-1.17	7.84	11.61	-0.82	5.47

Chapitre III

D. Ferrailage des poutrelles :

On prend comme exemple la poutrelle type 5 sur trois appuis du plancher terrasse inaccessible qui est sollicitée par :

$$M_{Travée}^{Max} = 7.47 \text{ KN.m}$$
$$\text{A l'ELU : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.48 \text{ KN.m (rive)} \\ -5.17 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases}$$
$$V^{Max} = -12.89 \text{ KN}$$

$$M_{Travée}^{Max} = 5.46 \text{ KN.m}$$
$$\text{A l'ELS : } M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.08 \text{ KN.m (Rive)} \\ -3.75 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases}$$

Les Caractéristiques géométriques de la poutrelle sont :

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

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

$$h = 16 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

$$b_0 = 10 \text{ cm}$$

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

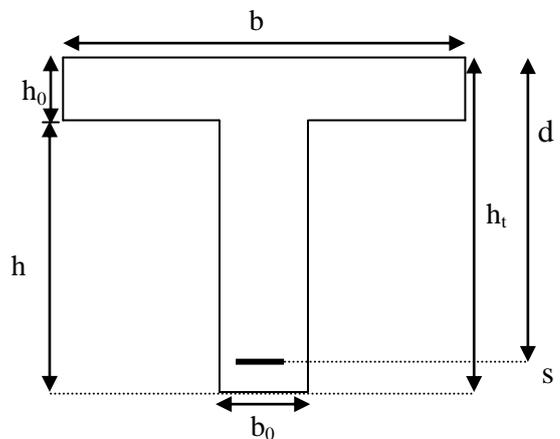


Figure III.4. schéma d'une poutrelle

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

Calcul à l'ELU :

▪ Armatures longitudinales :

- En travée :

Le moment équilibré par la table de compression :

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

$$M_{tu} = 0.65 \times 0.04 \times 14.2 \times 10^3 \times \left(0.18 - \frac{0.04}{2}\right)$$

$$M_{tu} = 59.07 \text{ KN.m}$$

$M_{tu} > M_u = 7.47 \text{ KN.m} \Rightarrow$ L'axe neutre passe par la table de compression, donc la table n'est pas entièrement comprimée, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire ($b \times h_t$)

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}}$$
$$\mu_{bu} = \frac{7.47 \times 10^{-3}}{0.65 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.025$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$
$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.025}}{0.8} = 0.031$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.031) = 0.177 \text{m}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{M^{\text{travée}}}{z f_{st}}$$

$$A^{\text{travée}} = \frac{7.47 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 1.21 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 2HA10 + 1HA8 = 2.08 \text{cm}^2$$

▪ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.65 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 1.41 \text{cm}^2$$

$$A_s = 2.08 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

- En appuis :

Appuis de rives :

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T_e sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{m}$.

$$M_{Rive}^a = -1.48 \text{KN.m}$$

Chapitre III

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$
$$\mu_{bu} = \frac{1.48 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.032$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A » $\xi_{st} = 10\% \Rightarrow$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa} \text{ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires}$$

($A^2=0$).

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8}$$
$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.032}}{0.8} = 0.040$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.040) = 0.177 \text{m}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Rive} = \frac{1.48 \times 10^{-3}}{0.177 \times 348} = 0.24 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 1HA10 = 0.79 \text{cm}^2$$

▪ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.12 \times 0.22 \times 2.1}{400} = 0.32 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0.79 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

Appuis intermédiaires :

$$M_{Interne}^a = -5.17 \text{KN.m}$$

La table de compression se trouve dans la zone tendue car le moment est négatif en appuis.

Le béton tendu n'intervient pas dans le calcul, donc la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions $(b_0 \times h_t) = (0.10 \times 0.20) \text{m}$.

$$\mu_{bu} = \frac{M_u}{b_0 \times d^2 \times f_{bu}}$$
$$\mu_{bu} = \frac{5.17 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18^2 \times 14.2} = 0.112$$

$\mu_{bu} < \mu_l = 0.392 \Rightarrow$ Le diagramme passe par le pivot « A »

Chapitre III

$\xi_{st} = 10\% \Rightarrow f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{MPa}$ et les armatures dans la zone comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

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

$$\alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.112}}{0.8} = 0.148$$

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

$$z = 0.18(1 - 0.4 \times 0.148) = 0.169 \text{m}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{M_a^{Rive}}{z f_{st}}$$

$$A_a^{Interne} = \frac{5.17 \times 10^{-3}}{0.169 \times 348} = 0.88 \text{cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_s = 2HA8 = 1 \text{cm}^2$$

▪ Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{F_e}$$

$$A_{Min} = \frac{0.23 \times 0.10 \times 0.18 \times 2.1}{400} = 0.217 \text{cm}^2$$

$$A_s = 0.88 \text{cm}^2 > A_{Min} \Rightarrow \text{La condition de non fragilité est vérifiée}$$

▪ Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u = -12.89 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{12.89 \times 10^{-3}}{0.10 \times 0.18} = 0.71 \text{MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}[0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}] = 3.25 \text{MPa}$$

$$\tau = 0.71 \text{MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{MPa} \text{ Condition vérifiée}$$

▪ Vérification des armatures longitudinales à l'effort tranchant :

• Appuis de rive :

$$A_t \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_t = 0.79 + 2.08 = 2.87 \text{cm}^2$$

$$A_t = 2.87 \text{cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 12.89 \times 10^{-3}}{400} = 0.37 \text{cm}^2 \quad \text{Est vérifiée}$$

Chapitre III

- **Appui intermédiaire :**

$$A_t \geq \frac{1.15}{f_e} \times [V_u + \frac{M_a}{0.9 \times d}]$$

$$A_t \geq \frac{1.15}{400} \times [12.89 - \frac{5.17}{0.9 \times 0.18}] \times 10^{-3} = -0.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_t \geq -0.40 \text{ cm}^2 \quad \text{aucune vérification à faire}$$

- **Vérification du cisaillement à la jonction table nervure :**

$$\tau_u = \frac{v_u (b - b_0)}{1.8 \times d \times b \times h_0} = \frac{12.89 \times 10^{-3} \times (0.65 - 0.10)}{1.8 \times 0.18 \times 0.65 \times 0.04} = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.25 \text{ MPa}$$

- **Armatures transversales :**

$$\phi_t \leq \text{Min} \left[\frac{h}{35}; \phi_{L\text{Min}}; \frac{b}{10} \right] \Rightarrow \phi_t \leq 0.57 \text{ cm}$$

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

Escapement :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40 \text{ cm}) \Rightarrow S_t \leq 16.2 \text{ cm} \dots\dots\dots(1)$$

$$S_t \leq \frac{0,8 \cdot f_c \cdot A_t}{b_0 (\tau_u - 0,3 \cdot K \cdot f_{t28})} \dots\dots\dots(2)$$

K=1 : Flexion simple, ou pas de reprise de bétonnage

$\alpha = 90$ (Les armatures sont perpendiculaires)

D'où

$$S_t \leq \frac{0.8 \times 400 \times 0.57}{10 \times (0.71 - 0.3 \times 1 \times 2.1)} \Rightarrow S_t \leq 56.29 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \Rightarrow \frac{0.57 \times 400}{0.4 \times 10} \Rightarrow S_t \leq 57 \text{ cm} \dots\dots\dots(3)$$

D'où $S_t = 15 \text{ cm}$

Les résultats du ferrailage sont résumés dans les tableaux suivants :

Tableau III.10 : Ferrailage des poutrelles plancher terrasse inaccessible.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
01	Travée	0.316	0.04	0.17	1.53	2HA8+1HA10=1.79	1.412	Etrier HA6	
	App rive	0.046	0.059	0.175	0.348	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.108	0.144	0.17	0.847	2HA8=1	0.217		
02	Travée	0.021	0.027	0.178	1.04	2HA8+1HA10=1.79	1.412		
	App rive	0.028	0.036	0.17	0.210	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.104	0.138	0.117	0.81	2HA8=1	0.217		
03	Travée	0.036	0.046	0.176	1.76	2HA8+1HA10=1.79	1.412		
	App rive	0.046	0.059	0.175	0.348	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.155	0.212	0.164	1.242	1HA10+1HA8=1.29	0.217		

Chapitre III

04	Travée	0.039	0.05	0.176	1.93	2HA10+1HA8=2.08	1.412	0.57	
	App rive	0.051	0.065	0.175	0.383	1HA10=0.79	0.217		
	App int	0.173	0.239	0.162	0.403	2HA10=1.58	0.217		
05	Travée	0.025	0.031	0.177	1.208	2HA10+1HA8=2.08	1.412		
	App rive	0.032	0.041	0.177	0.240	1HA10=0.79	0.217		
	App int	0.112	0.149	0.169	0.878	2HA8=1	0.217		
06	Travée	0.020	0.025	0.178	0.966	3HA8=1.5	1.412		
	App	0.019	0.024	0.178	0.143	1HA8=0.5	0.217		

Tableau III.11 : Ferrailage des poutrelles plancher étage courant.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	A	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
01	Travée	0.024	0.030	0.177	1.166	2HA10+1HA8=2.08	1.412	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.036	0.046	0.176	0.273	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.091	0.120	0.171	0.704	1HA10=0.79	0.217		
02	Travée	0.016	0.021	0.178	0.803	2HA10+1HA8=2.08	1.412		
	App rive	0.022	0.028	0.178	0.164	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.087	0.114	0.171	0.673	1HA10=0.79	0.217		
03	Travée	0.028	0.036	0.177	1.367	2HA10+1HA8=2.08	1.412		
	App rive	0.036	0.046	0.176	0.273	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.131	0.177	0.167	1.04	1HA10+1HA8=1.29	0.217		
04	Travée	0.031	0.039	0.177	1.496	2HA10+1HA8=2.08	1.412		
	App rive	0.040	0.051	0.176	0.300	1HA10=0.79	0.217		
	App int	0.145	0.197	0.165	1.154	1HA10+1HA8=1.29	0.217		
05	Travée	0.019	0.024	0.178	0.934	2HA10+1HA8=2.08	1.412		
	App rive	0.025	0.032	0.177	0.189	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.094	0.124	0.171	0.729	1HA10=0.79	0.217		
06	Travée	0.016	0.020	0.178	0.761	2HA10+1HA8=2.08	1.412		
	App	0.015	0.019	0.178	0.112	1HA8=0.5	0.217		

Chapitre III

Tableau III.12 : Ferrailage des poutrelles plancher étage commercial.

		Ferrailage longitudinal						Ferrailage transversal	
Type	Position	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	Choix de Section	A ^{Min} (cm ²)	A (cm ²)	Choix de section
01	Travée	0.037	0.047	0.176	1.807	2HA10+1HA8=2.08	1.412	0.57	Etrier HA6
	App rive	0.060	0.078	0.174	0.760	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.170	0.235	0.163	1.380	2HA10=1.58	0.217		
02	Travée	0.026	0.033	0.177	1.28	2HA8+1HA10=1.79	1.412		
	App rive	0.037	0.047	0.176	0.276	1HA8=0.5	0.217		
	App int	0.163	0.224	0.164	1.314	2HA10=1.58	0.217		
03	Travée	0.045	0.057	0.176	2.189	3HA10=2.37	1.412		
	App rive	0.060	0.078	0.174	0.760	1HA10=0.79	0.217		
	App int	0.246	0.359	0.154	2.105	1HA10+1HA14=2.33	0.217		
04	Travée	0.049	0.063	0.175	2.408	2HA10+1HA12=2.71	1.412		
	App rive	0.067	0.087	0.173	0.511	1HA10=0.79	0.217		
	App int	0.270	0.403	0.151	2.361	1HA10+1HA14=2.33	0.217		
05	Travée	0.031	0.039	0.177	1.494	2HA10+1HA8=2.08	1.412		
	App rive	0.042	0.054	0.176	0.316	1HA10=0.79	0.217		
	App int	0.176	0.244	0.162	1.432	2HA10=1.58	0.217		
06	Travée	0.026	0.033	0.177	1.270	2HA10+1HA8=2.08	1.412		
	App	0.025	0.032	0.177	0.189	1HA10=0.79	0.217		

Pour tous les types de poutrelles on a les mêmes armatures transversales :

$$A_t = 0.57 \text{ cm}^2, \text{ soit un étrier avec un espacement } S_t = 15 \text{ cm.}$$

D'après le tableau (Tableau III), on voit bien que dans chaque type d'étage on peut opter pour un seul type de ferrailage (voir tab III).

Tableau III.13 Choix des barres de ferrailage des poutrelles des différents planchers :

Planchers	En travées	En appuis intermédiaires	En appuis de rive
Terrasse inaccessible	2HA10+1HA8=2.08	2HA10=1.58	1HA10=0.79
Etage courant	2HA10+1HA8=2.08	1HA10+1HA8=1.29	1HA10=0.79
Etage commercial	2HA10+1HA12=2.71	1HA10+1HA14=2.33	1HA10=0.79

Chapitre III

- **Vérifications à l'ELS :**

Il y a lieu de vérifier :

- Etat limite d'ouverture des fissures.
- Etat limite de compression du béton.
- Etat limite de déformation.

- **État limite d'ouverture des fissures :**

la fissuration est peu préjudiciable, donc pas de vérification. (BAEL Art B-6-3)

- **État limite de compression du béton :**

$$M_{Travée}^{Max} = 5.46 \text{ KN.m}$$

$$M_{Appuis}^{Max} = \begin{cases} -1.08 \text{ KN.m (Rive)} \\ -3.75 \text{ KN.m (int erne)} \end{cases}$$

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

- **En travée :**

Position de l'axe neutre :

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

$$A' = 0 \Rightarrow H = \frac{b \times h_0^2}{2} - 15 \times A \times (d - h_0) \Rightarrow H = \frac{0.65 \times 0.04^2}{2} - 15 \times 2.08 \times 10^{-4} \times (0.18 - 0.04)$$

$$\Rightarrow H = 8.32 \times 10^{-5} > 0 \Rightarrow \text{l'axe neutre passe par la table d compression}$$

\Rightarrow Calcule comme une section rectangulaire $b \times h$

Calcul de y :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15A \times y - 15A \times d = 0$$

$$\frac{65}{2} y^2 + 15 \times 2.08 \times y - 15 \times 2.08 \times 18 = 0$$

$$32.5 y^2 + 31.2 y - 561.6 = 0$$

$$y = 3.7 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65}{3} 3.7^3 + 15 \times 2.08 (18 - 3.7)^2$$

$$\Rightarrow I = 7477.57 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{5.46 \times 3.7 \times 10^3}{7477.57} = 2.70 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **En appuis :**

Appuis intermédiaires :

$$H > 0$$

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} + (15 \times 1) \times y - 15 \times 1 \times 18 = 0$$

$$32.5y^2 + 15y - 270 = 0$$

$$\Rightarrow y = 2.65 \text{ cm}$$

Calcul de I

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

$$I = \frac{65 \times 2.65^3}{3} + 15 \times 1 \times (18 - 2.65)^2 \Rightarrow I = 3937.54 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{3.75 \times 2.65 \times 10^3}{3937.54} = 2.52 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Est vérifiée}$$

Appuis de rive :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

$$\frac{65 \times y^2}{2} + (15 \times 0.79) \times y - 15 \times 0.79 \times 18 = 0 \Rightarrow y = 2.38 \text{ cm}$$

Calcul de I :

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

$$I = \frac{65 \times 2.38^3}{3} + 15 \times 0.79 \times (18 - 2.38)^2 \Rightarrow I = 3183.31 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} = \frac{1.08 \times 2.38 \times 10^3}{3183.31} = 0.87 \leq 15 \text{ MPa} \quad \text{Condition vérifiée .}$$

Les vérifications à l'état limite de compression du béton pour les autres types de poutrelles sont résumées dans les tableaux suivants :

Tableau III.14 : vérification de l'état limite de compression de béton pour le plancher terrasse inaccessible.

Type	Position	$M_{service}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	obser
01	Travée	6.9	1.79	3.46	$6.574*10^{-5}$	3.63	15	OK
	App rive	1.55	0.5	1.92	$2.092*10^{-5}$	1.42	15	OK
	App inter	3.63	1.00	2.66	$3.930*10^{-5}$	2.45	15	OK
02	Travée	4.71	1.79	3.46	$6.573*10^{-5}$	2.47	15	OK
	App rive	0.94	0.5	1.92	$2.092*10^{-5}$	0.86	15	OK
	App inter	3.47	1.00	2.66	$3.937*10^{-5}$	2.34	15	OK
03	Travée	7.92	1.79	3.46	$6.573*10^{-5}$	4.16	15	OK
	App rive	1.55	0.50	1.92	$2.092*10^{-5}$	1.42	15	OK
	App inter	5.23	1.29	2.99	$4.938*10^{-5}$	3.16	15	OK
04	Travée	8.69	2.08	3.70	$7.477*10^{-5}$	4.30	15	OK
	App rive	1.70	0.79	2.38	$3.183*10^{-5}$	1.27	15	OK
	App inter	5.76	1.58	3.27	$5.899*10^{-5}$	3.19	15	OK
05	Travée	5.46	2.08	3.70	$7.477*10^{-5}$	2.70	15	OK
	App rive	1.08	0.79	2.38	$3.183*10^{-5}$	0.87	15	OK
	App inter	3.75	1.00	2.65	$3.937*10^{-5}$	2.52	15	OK
06	Travée	4.37	1.50	3.20	$5.638*10^{-5}$	2.48	15	OK
	App rive	0.55	0.50	1.92	$2.092*10^{-5}$	0.50	15	OK

Chapitre III

Tableau III.15: vérification de l'état de compression de béton pour le plancher étage courant :

Type	position	$M_{service}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	
01	travée	5.21	2.08	3.70	$7.477*10^{-5}$	2.57	15	OK
	App rive	1.20	0.50	1.92	$2.092*10^{-5}$	1.10	15	OK
	App inter	2.99	0.79	2.38	$3.183*10^{-5}$	2.23	15	OK
02	Travée	3.60	2.08	3.70	$7.477*10^{-5}$	1.78	15	OK
	App rive	0.73	0.50	1.92	$2.092*10^{-5}$	0.69	15	OK
	App inter	2.86	0.79	2.38	$3.183*10^{-5}$	2.14	15	OK
03	Travée	6.07	2.08	3.70	$7.477*10^{-5}$	3.00	15	OK
	App rive	1.20	0.50	1.92	$2.092*10^{-5}$	1.10	15	OK
	App inter	4.32	1.29	2.99	$4.938*10^{-5}$	2.61	15	OK
04	Travée	6.66	2.08	3.70	$7.477*10^{-5}$	3.29	15	OK
	App rive	1.32	0.79	2.38	$3.183*10^{-5}$	0.98	15	OK
	App inter	4.75	1.29	2.99	$4.938*10^{-5}$	2.87	15	OK
05	Travée	4.18	2.08	3.70	$7.477*10^{-5}$	2.06	15	OK
	App rive	0.84	0.50	1.92	$2.092*10^{-5}$	0.77	15	OK
	App inter	3.10	0.79	2.38	$3.183*10^{-5}$	2.31	15	OK
06	travée	3.40	2.08	3.70	$7.477*10^{-5}$	1.68	15	OK
	App rive	0.50	0.5	1.92	$2.092*10^{-5}$	0.45	15	OK

Tableau III.16 : vérification de l'état de compression de béton pour le plancher étage commercial.

Type	position	$M_{service}$ (KN.m)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (m ⁴)	σ_b (Mpa)	$\overline{\sigma}_b$ (Mpa)	
01	travée	7.82	2.08	3.70	$7.477*10^{-5}$	3.87	15	OK
	App rive	1.95	0.50	1.92	$2.092*10^{-5}$	1.79	15	OK
	App inter	5.47	1.58	3.27	$5.899*10^{-5}$	3.00	15	OK
02	travée	5.56	1.79	3.46	$6.573*10^{-5}$	2.92	15	OK
	App rive	1.18	0.50	1.92	$2.092*10^{-5}$	1.02	15	OK
	App inter	5.18	1.58	3.27	$5.899*10^{-5}$	2.87	15	OK

Chapitre III

03	travée	9.39	2.37	3.92	$8.352 \cdot 10^{-5}$	4.40	15	OK
	App rive	1.95	0.79	2.38	$3.183 \cdot 10^{-5}$	1.45	15	OK
	App inter	7.81	2.33	3.89	$8.233 \cdot 10^{-5}$	3.69	15	OK
04	travée	10.31	2.71	4.16	$9.346 \cdot 10^{-5}$	4.59	15	OK
	App rive	2.41	0.79	2.38	$3.183 \cdot 10^{-5}$	1.80	15	OK
	App inter	8.59	2.33	3.89	$8.233 \cdot 10^{-5}$	4.05	15	OK
05	travée	6.46	2.08	3.70	$7.477 \cdot 10^{-5}$	3.19	15	OK
	App rive	1.35	0.79	2.38	$3.183 \cdot 10^{-5}$	1.01	15	OK
	App inter	5.60	1.58	3.27	$5.899 \cdot 10^{-5}$	3.10	15	OK
06	travée	5.47	2.08	3.70	$7.477 \cdot 10^{-5}$	2.70	15	OK
	App rive	0.82	0.79	2.38	$3.183 \cdot 10^{-5}$	0.61	15	OK

- **Etat limite de déformation :**

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.

- **Evaluation de la flèche :**

D'après le BAEL91(Art L.VI ,2) et le CBA93 on passe à la vérification de la flèche si l'une des conditions suivantes n'est pas satisfaite :

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

h : Hauteur totale de la poutrelle.

l : Longueur de la travée.

M_t : Moment réel en travée.

M_0 : Moment isostatique.

Pour notre cas on a : $h=20$ cm, $l=4.36$ m

$$\frac{20}{436} = 0.045 \leq \frac{1}{16} = 0.062 \Rightarrow \text{La condition 1 n'est pas vérifiée, alors on doit faire le calcul}$$

de la flèche qui est conduit selon la méthode exposée à l'article **B.6.5, 2 des règles BAEL91.**

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

Chapitre III

Tel que :

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

f_{ij} : Flèche due aux charges permanentes appliquées avant la mise en place des cloisons (poids propre + cloisons).

f_{pi} : Flèche due à l'ensemble des charges permanentes et charges d'exploitation (G+Q).

$$\text{Dont :} \quad f_{gv} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fgv}} \quad f_{ji} = \frac{M_{jser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fji}}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} \times l^2}{10 \times E_i \times I_{fgi}} \quad f_{pi} = \frac{M_{pser} \times l^2}{10 \times E_v \times I_{fpi}}$$

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32456.59 \text{ MPa} \quad E_v = \frac{E_i}{3} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Exemple de calcul de flèche d'une poutrelle type 5 du plancher terrasse inaccessible

Les propriétés de la section : $A = 2.08 \text{ cm}^2$; $y = 0.037 \text{ cm}$; $I = 7477.59 \text{ cm}^4$.

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{1.85 \times 10^{-4}}{0.1 \times 0.22} = 0.011$$

$$I_f = 1.1 \times \frac{I_0}{1 + \lambda \mu}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + 15A \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 4.533 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 3.87 : \text{ Déformation instantanée.}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} \times \frac{1}{\rho} = 0.4 \times \lambda_i = 1.55 : \text{ Déformation différée.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1.75 * f_{t28}}{4\sigma_s \rho + f_{t28}} \quad \sigma_s = \frac{M_{ser}}{A \times (d - y/2)}$$

$$\begin{cases} M_g = 7.40 \text{ KN.m} \\ M_j = 3.30 \text{ KN.m} \\ M_p = 8.56 \text{ KN.m} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{sj} = 94.66 \text{ MPa} \\ \sigma_{sg} = 212.27 \text{ MPa} \\ \sigma_{sp} = 245.55 \text{ MPa} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \mu_j = 0.413 \\ \mu_g = 0.678 \\ \mu_p = 0.715 \end{cases}$$

Calcul les moments d'inerties fictifs :

$$\begin{cases} I_{fij} = 1.919 \times 10^{-4} m^4. \\ I_{fvg} = 2.4312 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{fig} = 1.3759 \times 10^{-4} m^4 \\ I_{fip} = 1.3236 \times 10^{-4} m^4 \end{cases}$$

Calcul des flèches:

$$f_{gv} = \frac{7.40 \times 10^{-3} \times 4.36^2}{10 \times 10818.86 \times 2.4312 \times 10^{-4}} = 0.00534m$$

$$f_{ij} = \frac{3.30 \times 10^{-3} \times 4.36^2}{10 \times 32456.59 \times 1.919 \times 10^{-4}} = 0.0010m$$

$$f_{ig} = \frac{7.40 \times 10^{-3} \times 4.36^2}{10 \times 32456.59 \times 1.37 \times 10^{-4}} = 0.00316m$$

$$f_{ip} = \frac{8.56 \times 10^{-3} \times 4.36^2}{10 \times 321456.59 \times 1.3236 \times 10^{-4}} = 0.00378m$$

Valeur limite de la flèche :(CBA93.art(B.6.5.3)) :

Pour les éléments reposant sur deux appuis ou plus (poutre et dalle), la flèche est limitée à : $\frac{l}{500}$

si la portée $l \leq 5$ m.

Sinon à : $0.005 + \frac{l}{500}$

Dans notre cas on a : $l = 4.36$ m $\Rightarrow f_{adm} = \frac{436}{500} = 0.872$ cm.

$\Delta f = 0.00534 - 0.0010 + 0.00378 - 0.00316 = 0.004968$ m.

$\Delta f = 0.4968$ cm.

$\Rightarrow \Delta f \leq f_{adm} \Rightarrow$ La flèche est vérifiée.

Les vérifications aux états limites de déformation du béton pour les autres types des poutrelles les plus sollicitées des différents étages sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.17 Vérification des états limites de déformation.

Planchers	Plancher terrasse inaccessible	Plancher d'étage courant	Plancher d'étage commercial
q_{iser} (KN/m)	1.85	1.85	1.85
q_{eser} (KN/m)	4.14	2.76	2.76
q_{pser} (KN/m)	4.79	3.78	6.01
M_{iser} (KN.m)	3.30	3.30	3.30
M_{eser} (KN.m)	7.40	4.92	4.91
M_{pser} (KN.m)	8.56	6.64	10.71
I_o (Cm ⁴)	45330	45330	45934.93
ρ	0.011	0.011	0.015

Chapitre III

λ_v	1.55	1.55	1.13
λ_i	3.87	3.87	2.84
σ_{si} (MPa)	94.66	94.66	73.30
σ_{se} (MPa)	212.27	141.13	109.06
σ_{sn} (MPa)	245.55	190.47	237.89
μ_i	0.413	0.41	0.434
μ_e	0.678	0.55	0.574
μ_n	0.715	0.65	0.775
If_{ij} (Cm ⁴)	19190.55	19190.55	22632.50
If_{ie} (Cm ⁴)	13759.63	15938.31	19211.20
If_{in} (Cm ⁴)	13236.61	14183.75	15785.20
If_{ve} (Cm ⁴)	24312.74	26916.59	30649.92
f_{ij} (mm)	1.00	3.16	0.85
f_{ei} (m)	3.16	1.80	1.49
f_{pi} (mm)	3.78	2.74	3.97
f_{gv} (mm)	5.34	2.80	2.81
Δf (mm)	4.96	0.58	4.43
f_{adm} (mm)	8.73	8.73	8.73

Les conditions de flèche sont vérifiées pour tous les types de poutrelles.

Tableau III.18. Schéma de ferrailage des poutrelles.

plancher	Schéma de ferrailage des poutrelles	
	Appuis de rive et travée	Appuis intermédiaire
Terrasse inaccessible	<p>1HA10 epingleΦ6 2HA10+1HA8</p>	<p>2HA10 epingleΦ6 2HA10+1HA8</p>

<p>Etage courant</p>		
<p>Etage commercial</p>		

III.2.1.2 Ferrailage de la dalle de compression :

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

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

D'après le même article cité ci-dessus les sections des armatures sont calculées comme suit :

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

$$A_{\perp} = \frac{4 \times b}{f_e} = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

- **Armatures parallèles aux poutrelles**

$$A_{//} = \frac{A_{\perp}}{2} = 0.325 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

On choisit :

6 HA5 /ml = 1.18 cm² \perp aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 16.66 \text{ cm} < 20 \text{ cm}$

vérifiée

4 HA5 /ml = 0.79 cm² // aux poutrelles $\Rightarrow S_t = 25 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

vérifiée

D'où on opte : un treillis soudé *TS* $\Phi 5$ 150×150.

- **Schéma de ferrailage de la dalle de compression :**

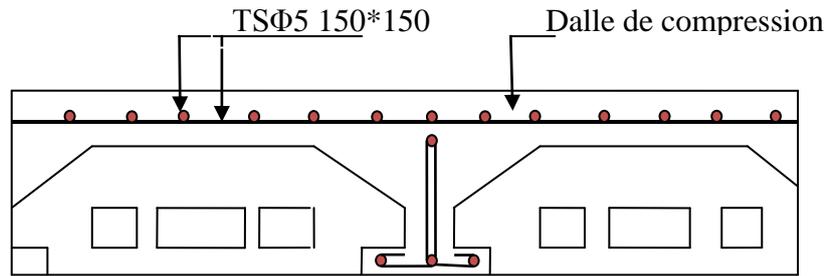


Figure III.5. Schéma de ferrailage de la dalle de compression

III.2.2. Plancher dalle pleine (balcon) :

Le balcon est un panneau appuyée sur trois appuis ; donc pour le calcul, on procède par la méthode des lignes de rupture.

On a : $L_x = 1.20 \text{ m}$

$L_y = 3.10 \text{ m}$

$\rho = \frac{1,20}{3,10} = 0,38 < 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens.

$\frac{L_y}{2} = 1.60\text{m} > L_x = 1.20\text{m} \Rightarrow L_y < \frac{L_x}{2}$.

$$\text{Donc : } \begin{cases} M_{ox} = \frac{P \times L_x^2 \times L_y}{2} - \frac{2 \times P \times L_x^3}{3} \\ M_{oy} = \frac{P \times L_x^3}{6} \end{cases}$$

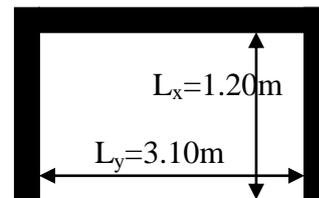


Figure III.6 . Schéma d'un balcon sur trois appuis

III.2.2.1 Evaluation des charges :

$$G = 4.40 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$Q = 3.50 \text{ KN} / \text{m}^2$$

On aura donc

$$\text{A l'ELU : } P_U = 1.35G + 1.5Q = 11.19 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\text{A l'ELS : } P_S = G + Q = 7.90 \text{ KN} / \text{m}^2$$

III.2.2.2 Calcul des sollicitations à l'ELU :

$$\begin{cases} M_{ox} = \frac{11.19 \times 1.2^2 \times 3.1}{2} - \frac{2 \times 11.19 \times 1.2^3}{3} = 12.09 \text{ KNm} \\ M_{oy} = \frac{11.19 \times 3.1^3}{6} = 3.23 \text{ KNm} \end{cases}$$

Selon le BAEL91 on ferraille le balcon avec les moments suivants :

Chapitre III

En travée:

$$\begin{cases} M_x^t = 0.85 \times M_{0x} = 0.85 \times 12.09 = 10.27 \text{ KN.m} \\ M_y^t = 0.85 \times M_{0y} = 0.85 \times 3.23 = 2.74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

En appuis:

$$M_x^a = M_y^a = \begin{cases} -0.5 \times M_{0x} = -6.05 \text{ KN.m} \rightarrow \text{appuis de rive.} \\ -0.3 \times M_{0x} = -3.63 \text{ KN.m} \rightarrow \text{appuis intermédiaires.} \end{cases}$$

➤ Effort tranchant :

$$V_{\max} = \frac{P_U L_x}{2} = \frac{11.19 \times 1.20}{2} = 6.71 \text{ KN}$$

III.2.2.3 Ferrailage :

Le diamètre des barres utilisées doit être

$$\phi \leq \frac{h}{10} \Rightarrow \phi \leq \frac{12}{10} = 1.2 \text{ cm}$$

selon l_x :

$$d_x = h - \left(\frac{\phi_x}{2} + c \right) \Rightarrow d_x = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 2 \right) = 9.40 \text{ cm}$$

selon l_y :

$$d_y = h - \left(\frac{\phi_y}{2} + \phi_x + c \right) \Rightarrow d_y = 12 - \left(\frac{1.2}{2} + 1.2 + 2 \right) = 8.20 \text{ cm}$$

Le calcul se fait à la flexion simple pour une bande de $(L^*e)m^2$.

• Selon L_x

$$\begin{cases} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{10.27 \times 10^{-3}}{3.1 \times (0.094)^2 \times 14.2} = 0.026 \\ \mu_{bu} = 0.026 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A} \\ \text{En travée} \left\{ \begin{aligned} \mu_{bu} = 0.026 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.033 \\ A_x^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{10.27 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.033) \times 0.094} = 3.18 \text{ cm}^2 \end{aligned} \right. \end{cases}$$

Soit $A_x^t = 5HA10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Chapitre III

Espacement (S_t) :

$$S_t \leq \min(3 \times e; 33\text{cm}) = \min(3 \times 12; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

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

Soit $S_t = 10\text{cm}$

- **Vérification des valeurs minimales :**

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

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.38 \leq 0.4$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} \geq \rho_0 \times b \times e$$

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

$$A_x \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12$$

$$A_x \geq 0.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_x^t = 3.93\text{cm}^2 > A_{\text{Min}} = 0.96\text{cm}^2 \rightarrow \text{Vérifier}$$

- **Selon L_y**

$$\left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = \frac{M_x^t}{b \times d^2 \times f_{bu}} = \frac{2.74 \times 10^{-3}}{1.2 \times (0.084)^2 \times 14.2} = 0.022 \\ \mu_{bu} = 0.022 \leq 0.186 \Rightarrow \text{Le diagramme passe par le pivot A} \\ \text{En travée } \left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.022 \leq \mu_l = 0.3916 \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}}{0.8} \Rightarrow \alpha = 0.027 \\ A_y^t = \frac{M_x^t}{f_{st} \times (1 - 0.4 \times \alpha) \times d_x} = \frac{2.74 \times 10^{-3}}{348 \times (1 - 0.4 \times 0.027) \times 0.084} = 0.94\text{cm}^2 \end{array} \right. \end{array} \right.$$

- **Condition de non fragilité :**

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

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = 0.38 \leq 0.4$$

$$\Rightarrow A_y^{\min} \geq \rho_0 \times b \times e$$

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

$$A_y \geq 8 \times 10^{-4} \times 100 \times 12$$

$$A_y \geq 0.96 \text{ cm}^2$$

$$\text{On a : } A_y^t = 0.94\text{cm}^2 < A_{\text{Min}} = 0.96\text{cm}^2 \rightarrow \text{non Vérifier}$$

donc en ferraille avec A_{min}

Chapitre III

$$\text{Soit } A_y^t = 4HA8 = 2.01\text{cm}^2$$

En appuis :

$$\text{Appui de rive} \left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.024 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.03 \\ \Rightarrow A_r^a = 1.12\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_y^a = 4HA10 = 3.14\text{cm}^2$$

$$\text{Appui intermédiaire} : \left\{ \begin{array}{l} \mu_{bu} = 0.065 \\ \mu_{bu} \leq \mu_l \Rightarrow \text{PivotA} \Rightarrow A' = 0 \\ \alpha = 0.084 \\ z = 0.110 \\ \Rightarrow A_i^a = 4.12\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

$$\text{Soit } A_i^a = 4HA12 = 4.52\text{cm}^2$$

Espacement (S_t) :

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

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

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

Vérification des valeurs minimales :

$$e = 14\text{cm}$$

$$A_y \geq \rho_0 \times b \times h$$

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

$$A_y \geq 0.0008 \times 100 \times 14 = 1.12\text{cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_y^t = 2.01\text{cm}^2 > 1.12\text{cm}^2 \\ A_r^a = 3.14\text{cm}^2 > 1.12\text{cm}^2 \\ A_i^a = 4.52\text{cm}^2 > 1.12\text{cm}^2 \end{array} \right.$$

• **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{10.24 \times 10^{-3}}{1 \times 0.114} = 0.09\text{MPa}$$

$$\tau_u = 0.09\text{MPa} < \tau_{adm} = 0.05 \times f_{c28} = 1.25\text{MPa}$$

Les résultats de ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.19 : Ferrailage du balcon sur trois appuis

Sens	Localisation	M (KN.m)	A calculée (cm ²)/ml	A adoptée/ml
Sens x-x	En travée	32.47	9.14	9HA12=10.18 cm ²
	En appuis	-19.10	4.12	4HA12=4.52 cm ²
Sens y-y	En travée	6.70	1.91	4HA8=2.01 cm ²
	En appuis	-11.46	2.99	4HA10=3.14 cm ²

III.2.2.4 Vérification à l'ELS :

$$\begin{cases} M_{ox} = 0.0617 \times 12 \times 3.13^2 = 7.25 \text{ KN.m} \\ M_{oy} = 0.7246 \times 7.25 = 5.25 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_x^a = M_y^a = -0.5 \times M_{ox} = -3.62 \text{ KN.m}$$

- **Etat limite de compression du béton :**

Vérification des contraintes :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

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

Tableau III.20: contraintes dans le béton du balcon sur trois appuis

Le sens	M (KN.m)	Y(cm)	I(cm ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _{adm} (MPa)	remarque
Selon x-x	32.47	4.57	7123.28	7.08	15	Vérifiée
Selon y-y	6.70	2.20	2284.53	3.20	15	Vérifiée
appui	19.10	3.31	5646.20	6.45	15	Vérifiée

- **Etat limite de déformation :**

Vérification de la flèche :

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

Sens x-x :

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

Chapitre III

$$\frac{h}{L} = 0.092$$

$$\frac{1}{16} = 0.062 < \frac{h}{L} = 0.092$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.085$$

$$\frac{M_{ox}^t}{10 \times M_o} = 0.085 < \frac{h}{L} = 0.092$$

$$\frac{A_x^t}{b \times d} = 0.009 < \frac{4.2}{400} = 0.01$$

Toutes les conditions de BAEL91 sont vérifiées donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Sens y-y :

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

$$\frac{h}{L} = 0.031$$

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

$$\frac{1}{16} = 0.062 > \frac{h}{L} = 0.031$$

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

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

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

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

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

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

Pour une portée supérieure à 5m, la flèche admissible $f_{adm} = \frac{L}{500} cm$

$$\Rightarrow f_{adm} = \frac{448}{500} = 0.896 cm$$

$$y = 2.20 \text{ cm}$$

$$I = 2284.53 cm^4$$

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

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

$$A_s = 2.01 cm^2$$

Chapitre III

➤ Evaluation des moments en travée :

q_{jser} La charge permanente qui revient à la dalle sans la charge de revêtement.

q_{gser} La charge permanente qui revient à la dalle

q_{pser} La charge permanente et la surcharge d'exploitation.

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

$$q_{gser} = 6.10 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$q_{pser} = (6.10 + 3.5) = 9.60 \text{ KN} / \text{m}^2$$

$$\begin{cases} M_{oy}^j = \frac{3.5 \times 1.52^3}{6} = 2.05 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^g = \frac{6.10 \times 1.52^3}{6} = 3.43 \text{ KN.m} \\ M_{oy}^p = \frac{9.60 \times 1.52^3}{6} = 5.62 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$M_{jser} = 0.85 \times M_{oy}^j \Rightarrow M_{jser} = 0.85 \times 2.05 = 1.74 \text{ KN.m}$$

$$M_{gser} = 0.85 \times M_{oy}^g \Rightarrow M_{gser} = 0.85 \times 3.43 = 2.91 \text{ KN.m}$$

$$M_{pser} = 0.85 \times M_{oy}^p \Rightarrow M_{pser} = 0.85 \times 5.62 = 4.77 \text{ KN.m}$$

Le calcul de la flèche est fait à l'aide de logiciel socotec :

La flèche due aux charges permanentes $f_{gv} = 0.204 \text{ cm}$

La flèche due aux charges totales $f_{gq} = 0.248 \text{ cm}$

La flèche totale $\Delta f_t = 0.207 \text{ cm} < f_{adm} = 0.896 \text{ cm}$ vérifiée

III.2.2.5 Schémas de ferrailage :

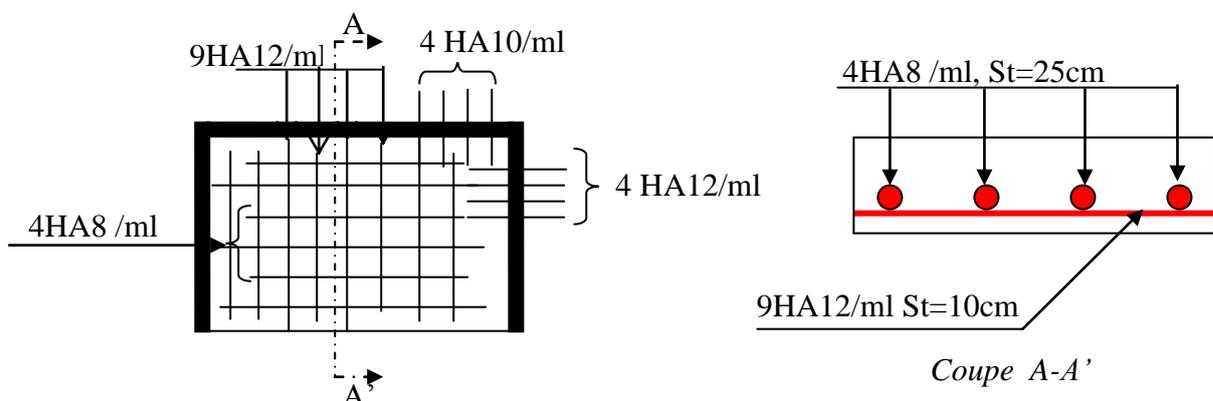


Figure III.7. Schéma du ferrailage du balcon sur trois appuis

III.3. Etude 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 encastrée 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.

III.3.1. Hypothèse de calcul :

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

III.3.2. Evaluation des charges :

- Poids propre : $S = 10 \times 70 + \frac{3 \times 10}{2} + 7 \times 10 \Rightarrow S = 0.0785m^2$

Poids propre : $G = 2.56KN / ml$

Le poids total : $W_p = G = 2.56KN / ml$

- La charge due à la main courante : $Q=1KN$
- La force sismique horizontale F_p qui est donnée par la formule :

$$F_p = 4 \times A \times C_p \times W_p. \text{ (RPA Article 6.2.3)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone (groupe d'usage 2, zone IIa, $A=0,15$).

C_p : Facteur de force horizontal ($C_p = 0,8$).

W_p : Poids de l'acrotère.

Donc : $F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.56 \Rightarrow F_p = 1.22KN$.

III.3.3. Calcul des sollicitations :

- Calcul du centre de gravité $G(X_g; Y_g)$:

$$X_g = \frac{\sum X_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow X_g = 0.060m; Y_g = \frac{\sum Y_i \times A_i}{\sum A_i} \Rightarrow Y_g = 0.35m$$

$$N_G = 2.56KN$$

L'acrotère est soumis à : $M_Q = Q \times h \Rightarrow M_Q = 1 \times 0.7 \Rightarrow M_Q = 0.7KN.m$

$$M_{F_p} = F_p \times Y_g \Rightarrow M_{F_p} = 1.22 \times 0.35 \Rightarrow M_{F_p} = 0.42KN.m$$

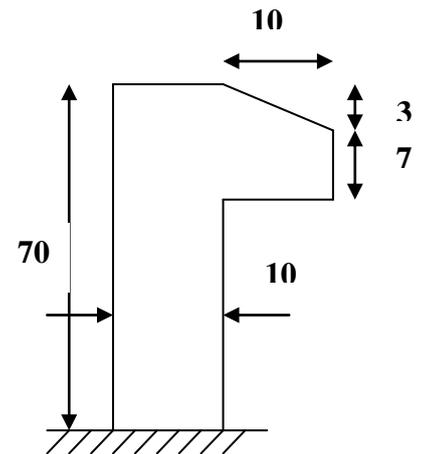


Figure III.8. schéma d'acrotère

Tableau.III.21: Combinaison d'action de l'acrotère.

Sollicitations	RPA99	ELU	ELS
Combinaison de charges	G + Q + E	1,35G + 1,5Q	G + Q
N (KN)	2.56	3.45	2.56
(M KN.m)	0.7	1.05	0.70

III.3.4. Calcul de l'excentricité à l'état limite ultime :

$$\text{On a : } e_1 = \frac{M_u}{N_u} \Rightarrow e_1 = 0.30m; \quad \frac{h}{6} = 0.11m$$

$e_1 > \frac{h}{6} \Rightarrow$ Le centre de pression se trouve à l'extérieur du noyau central donc la section est

partiellement comprimée, le ferrailage se fait par assimilation à la flexion simple.

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.

$$e_a = \max\left(2cm; \frac{h}{250}\right) = 2cm. ; e_2 = \frac{3 \times l_f^2 \times (2 + \phi \times \alpha)}{h_0 \times 10^4} ; \alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} \quad \text{(RPA Article A.4.3.5)}$$

$$M_G = 0 \Rightarrow \alpha = 0.$$

ϕ : C'est le rapport de déformation finale due au fluage à la déformation instantanée sous la charge considérée, il est généralement pris égal à 2.

α : Le rapport du moment du premier ordre, dû aux charges permanentes et quasi-permanentes, au moment total du premier ordre, le coefficient α est compris entre 0 et 1.

$$l_f : \text{Longueur de flambement ; } l_f = 2 \times h = 1.4m$$

$$h_0 : \text{Hauteur de la section qui est égale à } 15cm.$$

$$\text{Donc: } e_2 = 0.01176m \\ e = e_1 + e_2 + e_a \Rightarrow e = 0.33176m$$

Les sollicitations corrigée pour le calcul sn flexion composé sont :

$$N_u = 3.45KN ;$$

$$M_u = N_u \times e = 3.45 \times 0.33176 \Rightarrow M_u = 1.144KN.m$$

III.3.5. Calcul à l'ELU :

$h = 10 \text{ cm}$; $d = 8 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$f_{bu} = 14.2 \text{ MPa}$; $\sigma_{st} = 348 \text{ MPa}$

$$M_{uA} = M_u + N_u \times \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.144 + 3.45 \times \left(0.08 - \frac{0.1}{2} \right) \Rightarrow M_{uA} = 1.247 \text{ KN.m}$$

M_{uA} : Moment de flexion évalué au niveau de l'armature.

$$\mu_{bu} = \frac{M_{uA}}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu_{bu} = \frac{1.247 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08^2 \times 14.2} = 0.0137$$

$$\Rightarrow (\mu_{bu} = 0.0137) < (\mu_1 = 0.3916) \Rightarrow A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \times \left(1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu_{bu}} \right) \Rightarrow \alpha = 0.017$$

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

$$A_u = \frac{M_{uA}}{Z \times f_{st}} = \frac{1.144 \times 10^{-3}}{0.079 \times 348} \Rightarrow A_u = 0.42 \text{ cm}^2$$

III.3.6. Vérification à l'ELU :

1. La condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \Rightarrow A_{\min} = 0.23 \times 1 \times 0.08 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A_{\min} = 0.966 \text{ cm}^2$$

$A_{\min} > A_u \Rightarrow$ On adopte: $A_s = 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2 / \text{ml}$.

2. Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r = \frac{2.01}{4} \Rightarrow A_r = 0.5025 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_r = 4\text{T}6 = 1.13 \text{ cm}^2 / \text{ml}$$

- Espacement :

1. Armatures principale : $S_t \leq 100/3 = 33,3 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 30 \text{ cm}$.

2. Armatures de répartitions : $S_t \leq 70/3 = 23,33 \text{ cm}$. On adopte $S_t = 20 \text{ cm}$.

- Vérification au cisaillement :

L'acrotère est exposé aux intempéries (fissuration préjudiciable).

$$\Rightarrow \tau \leq \min(0.1 \times f_{c28}; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq \min(2.5; 3 \text{ MPa}) \Rightarrow \tau \leq 2.5 \text{ MPa}$$

$$V_u = F_p + Q \Rightarrow V_u = 1.22 + 1 \Rightarrow V_u = 2.22 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \Rightarrow \tau_u = \frac{2.22 \times 10^{-3}}{1 \times 0.08} \Rightarrow \tau_u = 0.027 \text{ MPa} \Rightarrow \tau_u < \bar{\tau} \rightarrow \text{Vérfié}$$

Vérification de l'adhérence :

$$\zeta_{se} = V_u / (0,9 \times d \times \Sigma \mu_i) \quad \text{RPA (Article. A.6.1, 3)}$$

Chapitre III

$\Sigma\mu_i$: la somme des périmètres des barres.

$$\Sigma\mu_i = n \times \pi \times \Phi \Rightarrow \Sigma\mu_i = 4 \times 3.14 \times 8 \Rightarrow \Sigma\mu_i = 100.48 \text{ cm}$$

$$\zeta_{es} = 2.22 \times 10^{-3} / (0.9 \times 0.08 \times 1.0048) \rightarrow \zeta_{es} = 0.0307 \text{ MPa}$$

$$0.6 \times \Psi_s^2 \times f_{t28} = 0.6 \times 1.5^2 \times 2.1 = 2.83 \text{ MPa}$$

Ψ_s est le coefficient de scellement. égale à 1.5 pour acier HA (**RPA Article. A.6.1, 21**)

$\zeta_{es} < 2.83 \text{ MPa} \Rightarrow$ Pas de risque par rapport à l'adhérence.

III.3.7. Vérification à l'ELS :

$$d = 0.08 \text{ m} ; N_{ser} = 2.56 \text{ KN} ; M_{ser} = Q \times h$$

$$\Rightarrow M_{ser} = 0.7 \text{ KN.m} ; \eta = 1.6 \text{ pour les HR}$$

- **Vérification des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = N_{ser} \times y_{ser} / \mu_t ; \quad \sigma_s = 15 \times N_{ser} \times (d - y_{ser}) / \mu_t ;$$

$$\overline{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 150 \times \eta \right) \Rightarrow \overline{\sigma}_s = 240 \text{ MPa}$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$c = d - e_1$$

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

$$e_A = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0.7}{2.56} = 0.273 \text{ m}$$

$$e_A > \frac{h}{6} = 0.016 \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

$$\Rightarrow c = \frac{h}{2} - e_A = 0.05 - 0.273 = -0.223 \text{ m} = -22.3 \text{ cm}$$

$$y_{ser} = y_c + c$$

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

Chapitre III

$$p = -3 \times (C)^2 - (d' - C) \times \frac{6 \times n \times A'}{b} + \frac{6 \times n \times A \times (d - C)}{b}$$

$$p = -3 \times (-22,3)^2 + \frac{(8 + 22,3) \times 6 \times 15 \times 2,01}{100} = -1437,05$$

$$q = -2 \times (C)^3 - (d' - C)^2 \times \frac{6 \times n \times A'}{b_0} - \frac{6 \times n \times A \times (d - C)^2}{b_0}$$

$$q = -2 \times (-22,3)^3 - (8 + 22,3)^2 \times \frac{6 \times 15 \times 2,01}{100} = 2655,40$$

$$\rightarrow \Delta = q^2 + \frac{4 \times p^3}{27} = (2655,40)^2 + \frac{4 \times (-1437,05)^3}{27} = -432610396,8$$

$\Delta < 0 \Rightarrow$ L'équation admet trois solutions :

$$Y_1 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3}\right); \quad Y_2 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 120\right); \quad Y_3 = a \cos\left(\frac{\varphi}{3} + 240\right)$$

$$\cos \varphi = \left(\frac{3q}{2p}\right) \times \sqrt{\frac{-3}{p}}, \quad a = 2 \times \sqrt{\frac{-p}{3}}, \quad \varphi = 97,27^\circ, \quad a = 43,77$$

$$Y_1 = 36,94 \text{ cm}; \quad Y_2 = -38,79 \text{ cm}; \quad Y_3 = 26,69 \text{ cm}$$

On choisit la solution qui vérifie la condition suivante :

$$0 < Y_{\text{ser}} = (Y_c + C) < h = 10 \text{ cm.}$$

$$Y_1 = 36,94; Y_1 + C = 14,64 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ N'est pas Vérifié}$$

$$Y_2 = -38,79; Y_2 + C = -61,09 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ N'est pas vérifié}$$

$$Y_3 = 26,69; Y_3 + C = 4,39 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{ vérifié}$$

Donc on choisit $Y_c = 26,69$.

$$Y_{\text{ser}} = 4,39 \text{ cm.}$$

● Calcul des contraintes :

$$I = \frac{b \times y_{\text{ser}}^3}{3} + 15 \times (A_s \times (d - y_{\text{ser}})^2 + A_s' \times (y_{\text{ser}} - d')^2)$$

\rightarrow (Moment d'inertie de la section homogène réduite).

$$I = \frac{100 \times (4,39)^3}{3} + 15 \times 2,01 \times (8 - 4,39)^2 = 3213,06 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{N_{\text{ser}} \times y_c}{I} \rightarrow \text{(Coefficient angulaire des contraintes).}$$

$$K = \frac{2,56 \times 10^{-3} \times 0,2669}{3213,06 \times 10^{-8}} = 21,26 \text{ MPa}$$

Chapitre III

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Pour le béton: } \sigma_{bc} = K \times y_{ser} = 21.26 \times 0,0439 = 0,93 \text{MPa} < 15 \text{MPa} \dots\dots \text{Vérifié.} \\ \text{et} \\ \text{Pour l'acier: } \sigma_s = n \times K \times (d - y_{ser}) = 15 \times 21.26 \times (0,08 - 0,0439) = 11.51 \text{MPa} < 240 \text{MPa} \dots\dots \text{Vérifié.} \end{array} \right.$$
$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{MPa}$$

$$\text{Fissuration nuisible} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} \times f_e ; 150 \times n \right)$$

Tel que : $n = 1,6$ (les aciers sont de haute adhérence).

$$\min \left(\frac{2}{3} \times 400 ; 150 \times 1.6 \right) = \min (266,67 ; 240)$$
$$\Rightarrow \bar{\sigma}_s = 240 \text{MPa.}$$

III.3.8. Schéma de Ferrailage :

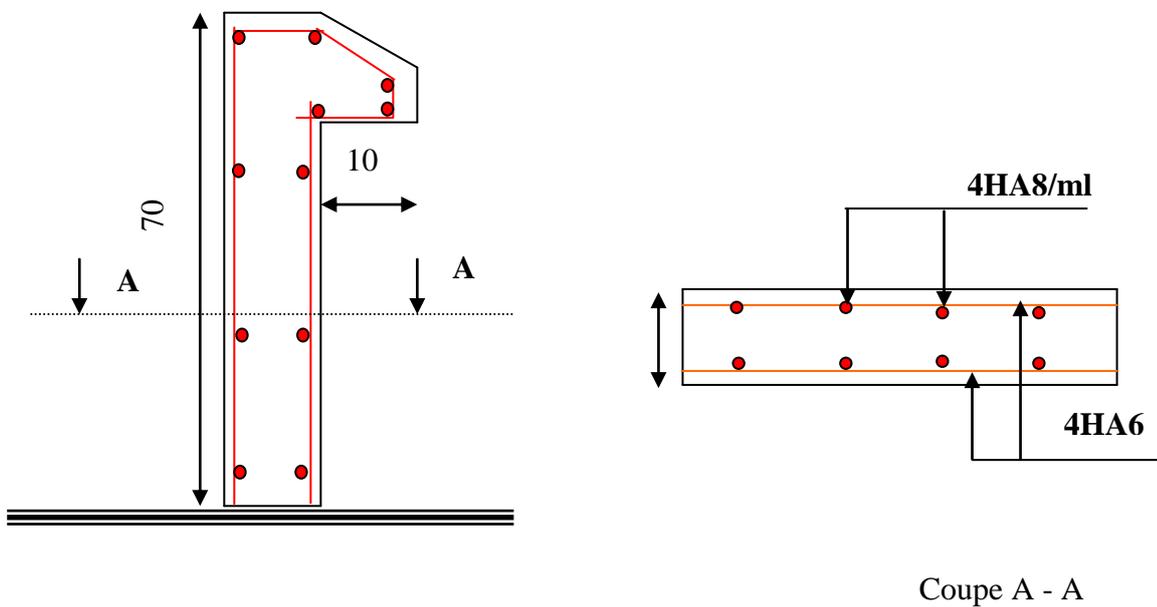


Figure III.9. Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.4. Etude des escaliers :

L'étude des escaliers consiste à déterminer les sollicitations et par la suite le ferrailage correspondant. Ce calcul peut être mené par la méthode de résistance des matériaux ou forfaitaire en prenant en considération le nombre de points d'appuis.

III.4.1 Escalier a deux volée :

III.4.1.1. Evaluation des charges permanentes des escaliers :

$$\begin{aligned} \text{La volée} & \begin{cases} G_V = 7.48 \text{ KN/m}^2 \\ Q_V = 2.5 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \\ \text{Le palier} & \begin{cases} G_P = 5.15 \text{ KN/m}^2 \\ Q_P = 2.50 \text{ KN/m}^2 \end{cases} \end{aligned}$$

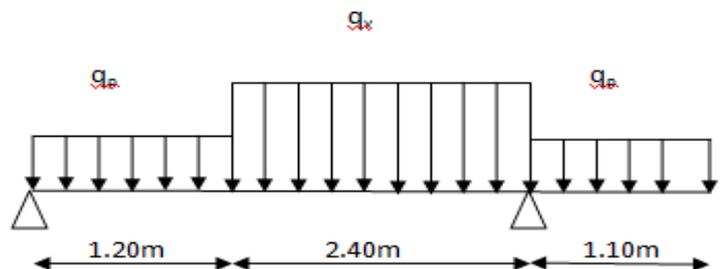


Figure III.10. Schéma statique des escaliers.

- **A l'ELU**

$$q_u = 1.35G_V + 1.5Q_V$$

$$q_{uV} = (1.35 \times 7.48 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 13.85 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow q_{uV} = 13.85 \text{ KN/ml}$$

$$q_{uP} = 1.35G_P + 1.5Q_P = (1.35 \times 5.15 + 1.5 \times 2.5) \times 1$$

$$\Rightarrow q_{uP} = 11.47 \text{ KN/ml}$$

- **A l'ELS**

$$q_{sV} = G_V + Q_V$$

$$q_{sV} = (7.48 + 2.5) \times 1 = 9.98 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow q_{sV1} = 9.98 \text{ KN/ml}$$

$$q_{sP} = G_P + Q_P = (5.15 + 2.5) \times 1 = 7.65 \text{ KN/ml}$$

$$\Rightarrow q_{sP} = 7.65 \text{ KN/ml}$$

La poutre est isostatique, pour le calcul des réactions on utilise la méthode de la résistance des matériaux.

$$\sum F = 0 \Rightarrow R_A + R_B = 11.47 \times 1.2 + 13.85 \times 2.4 + 11.47 \times 1.1$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 59.62 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow \begin{cases} R_B = 38.35 \text{ KN} \\ R_A = 21.27 \text{ KN} \end{cases}$$

Chapitre III

III.4.1.2. Calcul des sollicitations :

Nous procédons par la méthode des sections car la poutre est soumise à des chargements différents

- $0 \leq x \leq 1.2m$

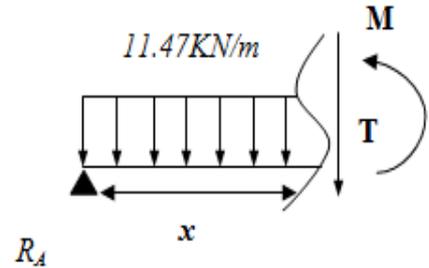
$$M(x) + \frac{11.47}{2}x^2 - 21.27x = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = -5.73x^2 + 21.27x$$

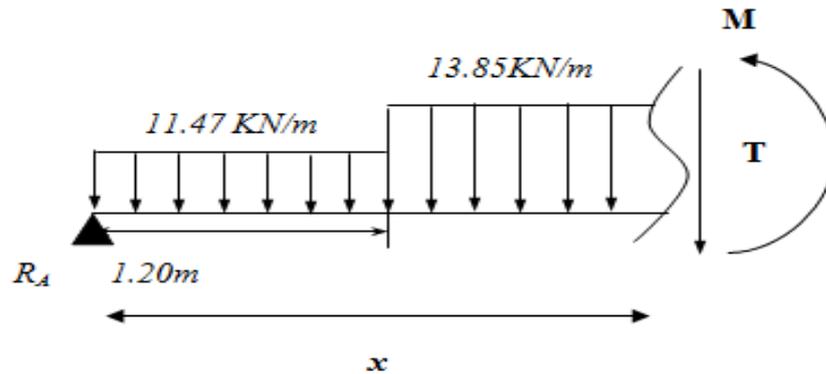
$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.2) = 17.26 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -11.47x + 21.27$$

$$\begin{cases} T(0) = 21.27 \text{ KN} \\ T(1.2) = 7.50 \text{ KN} \end{cases}$$



- $1.2 \leq x \leq 3.6m$



$$M(x) + 11.47 \times 1.2 \times \left(x - \frac{1.2}{2}\right) + 13.85 \times \frac{(x-1.2)^2}{2} - 21.27 \times x = 0$$

$$\Rightarrow M(x) + 6.92x^2 - 24.13x + 1.7 = 0$$

$$\Rightarrow M(x) = -6.92x^2 + 24.13x - 1.71$$

$$\begin{cases} M(1.2) = 17.27 \text{ KN.m} \\ M(3.6) = 6.94 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -13.85x + 24.13$$

$$\begin{cases} T(1.2) = 7.51 \text{ KN} \\ T(3.6) = -25.73 \text{ KN} \end{cases}$$

Chapitre III

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -13.85x + 24.13 = 0$$

$$x = 1.74m$$

$$M^{\max} = M(x = 1.74) = 19.31KN.m$$

- $0 \leq x \leq 1.1m$

$$M(x) + \frac{11.47}{2}x^2 = 0 \Rightarrow M(x) = -5.73x^2$$

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1.1) = -6.94KN.m \end{cases}$$

$$\frac{dM}{dx} = 0 \Rightarrow -5.73x + 19.48 = 0$$

$$x = 3.40m$$

$$M^{\max} = M(x = 3.40) = KN.m$$

$$T(x) = \frac{dM(x)}{dx} \Rightarrow T(x) = -11.47x$$

$$\begin{cases} T(0) = 0KN \\ T(1.1) = -12.61KN \end{cases}$$

III.4.1.3. Le Ferrailage :

Le calcul se fait à la flexion simple pour une section rectangulaire ($b * h$)= (100*15) cm^2 .

Avec :

$$\begin{cases} b = 100cm. \\ d = 13cm. \\ h = 15cm. \end{cases}$$

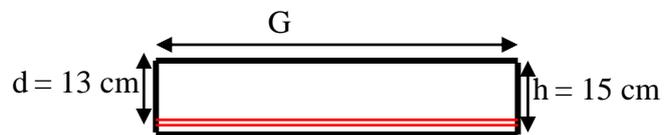


Figure III.11.section à ferrailer.

$$M^{\max}(x = 1.74) = 19.31KN.m$$

$$V^{\max} = -25.73KN$$

$$M_0 = M^{\max} = 19.31 KN.m$$

$$M_t = 0.75 M_0 = 0.75 \times 19.31 = 14.48 KN.m$$

$$M_a = -0.5 M_0 = -0.5 \times 19.31 = -9.65 KN.m$$

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

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau III.22: Résultat de ferrailage de l'escalier

Localisation	M (KN.m)	μ_{bu}	α	z (m)	A calculée (cm^2)	A adoptée (cm^2)
En travée	14.48	0.060	0.077	0.126	3.31	4HA12 = 4.52
En appui	9.65	0.040	0.051	0.127	2.18	4HA10 =3.14

Chapitre III

Dans le but d'avoir une bonne répartition spatiale de nos armature, on prévoit des armature de répartition comme suit :

$$\text{En appuis : } A_r^a = \frac{A^a}{4} = \frac{3.14}{4} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$\text{En travée : } A_r^t = \frac{A^t}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A_r^a = 4\text{HA}8/\text{ml} = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$A_r^t = 4\text{HA}10/\text{ml} = 3.14 \text{ cm}^2$$

III.4.1.4. Vérifications à l'Etat Limite Ultime :

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

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

$$\text{En travée : } A^t = 4.52 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{En appuis : } A_a = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1.57 \text{ cm}^2 \quad \text{condition vérifiée.}$$

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

$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25.73 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.198 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible

$$\bar{\tau}_{bu} = \min(0.13 \times f_{c28}, 4 \text{ MPa}) = 3.25 \text{ MPa}$$

$$\tau_{bu} = 0.198 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 3.25 \text{ MPa} \rightarrow \text{Pas de risque de cisaillement}$$

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

$$A_l \geq \frac{1.15 \times V_u}{f_e} \quad \text{Avec : } A_l = 4.52 + 3.14 \text{ cm}^2$$

$$A_l = 7.66 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 25.73 \times 10^{-3}}{400} = 0.74 \text{ cm}^2 \quad \text{vérifiée}$$

- **Espacement des armatures :**

Les règles d'espacement des barres données aux BAEL91 donnent :

- **Armatures longitudinales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(3 h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

- **Armatures transversales :**

$$S_t = 25 \text{ cm} \leq \min(4 h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

III.4.1.5. Vérification à l'ELS :

▪ État limite de compression du béton :

La fissuration est peu nuisible donc la vérification à faire est la contrainte de compression du béton.

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

$$R_A = 14.60 \text{ KN}$$

$$R_B = 26.95 \text{ KN}$$

$$M^{\max} (x = 1.74 \text{ m}) = 13.47 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.75 \times 13.47 = 10.10 \text{ KN.m}$$

$$M_a = -0.5 \times 13.47 = -6.73 \text{ KN.m}$$

$$\text{Calcul de } y : \frac{b \times y^2}{2} + 15(A_s + A'_s) \times y - 15 \times (d \times A_s + d' \times A'_s) = 0$$

$$\text{Calcul de } I : I = \frac{b_0 \times y^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y - d')^2]$$

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

Tableau III.23 : Vérification des contraintes de compression dans le béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	10.10	7545.75	3.57	3.76	15
Appuis	6.73	5608.73	3.06	3.66	15

▪ État limite de déformation :

• Vérification de la flèche :

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

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \dots\dots\dots(1) \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \dots\dots\dots(2) \\ \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \dots\dots\dots(3) \end{array} \right. \quad \text{BAEL91}$$

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{330} = 0.045 < \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\text{condition non vérifié}$$

La première condition n'est pas vérifiée, donc il faut calculer la flèche.

La flèche totale est définie par le BAEL91 comme suit :

Pour une poutre simplement appuyée de portée inférieure à 5m, la flèche admissible :

$$f_{adm} = \frac{L}{500}, \text{ ce qui donne pour notre cas: } f_{adm} = \frac{360}{500} \quad f_{adm} = 0.72 \text{ cm}$$

● **Données de calcul :**

$$y = 3.57 \text{ cm}$$

$$I = 7545.75 \text{ cm}^2$$

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

$$E_v = 10818.86 \text{ MPa}$$

$$A_s = 4.52 \text{ cm}^2$$

Calcul des différents paramètres intervenant dans le calcul de la flèche :

$$I_0 : I_0 = \frac{b}{3} \times (V_1^3 + V_2^3) + 15 \times A_s \times (V_2 + c)^2$$

$$V_1 = \frac{1}{B} \times \left(\frac{b \times h^2}{2} + 15 \times A_s \times d \right)$$

$$V_2 = h - V_1$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s \Rightarrow B = 100 \times 15 + 15 \times 4.52 = 1567.8 \text{ cm}^2$$

$$V_1 = \frac{1}{1567.8} \times \left(\frac{100 \times 15^2}{2} + 15 \times 4.52 \times 13 \right) = 7.73 \text{ cm}$$

$$V_2 = 15 - 7.73 \Rightarrow V_2 = 7.26 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{100}{3} \times (7.73^3 + 7.26^3) + 15 \times 4.52 \times (7.26 + 2)^2 \Rightarrow I_0 = 33965.25 \text{ cm}^4$$

$$\rho = \frac{A_s}{b \times d} = \frac{4.52}{100 \times 13} = 0.0034$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_{t28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \Rightarrow \lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{0.0034 \times (2 + 3)} = 6.17$$

$$\lambda_v = 0.4 \times \lambda_i \Rightarrow \lambda_v = 2.47$$

$$q_v = 7.75 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 5.15 \text{ KN/m}$$

$$M_{serg} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serg} = 0.75 \times 14.73 = 11.05 \text{ KN.m}$$

$$q_v = 4.46 \text{ KN/m}$$

$$q_p = 3.75 \text{ KN/m}$$

$$M_{serj} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serj} = 0.75 \times 8.47 = 6.35 \text{ KN.m}$$

$$q_v = G + Q = 7.75 + 2.5 = 10.25 \text{ KN/m}$$

$$q_p = G + Q = 5.15 + 2.5 = 7.65 \text{ KN/m}$$

$$M_{serp} = 0.75 \times M_0^{\max} \Rightarrow M_{serp} = 0.75 \times 19.48 = 14.61 \text{ KN.m}$$

Calcul de σ_s :
$$\sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser} \times (d - y)}{I}$$

$$\sigma_{sg} = 15 \times \frac{M_{serg} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sg} = 15 \times \frac{11.05 \times (0.13 - 0.037)}{8174.8} \times 10^5 = 256.08 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = 15 \times \frac{M_{serj} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sj} = 15 \times \frac{6.35 \times (0.13 - 0.037)}{8174.8} \times 10^5 = 108.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = 15 \times \frac{M_{serp} \times (d - y)}{I} \Rightarrow \sigma_{sp} = 15 \times \frac{14.61 \times (0.13 - 0.037)}{8174.8} \times 10^5 = 249.31 \text{ MPa}$$

Calcul de μ :
$$\mu = 1 - \frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 256.08 + 2.1} = 0.34$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 108.36 + 2.1} = -0.028$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0034 \times 249.31 + 2.1} = 0.33$$

Si $\mu \leq 0 \Rightarrow \mu = 0$

$$I_f = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda \times \mu}$$

$$I_{fij} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_j} \Rightarrow I_{fij} = 37361.77 \text{ cm}^4$$

$$I_{fig} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_g} \Rightarrow I_{fig} = 12060.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{fip} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \times \mu_p} \Rightarrow I_{fip} = 12305.84 \text{ cm}^4$$

$$I_{fvg} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \times \mu_g} \Rightarrow I_{fvg} = 20307.71 \text{ cm}^4$$

$$f_{ij} = \frac{M_j \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fij}} \Rightarrow f_{ij} = \frac{6.35 \times 3.90^2}{10 \times 32164.2 \times 37361.77} \times 10^7 = 0.11 \text{ cm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fig}} \Rightarrow f_{gi} = \frac{11.05 \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 12060.74} \times 10^7 = 0.40 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_g \times L^2}{10 \times E_v \times I_{fvg}} \Rightarrow f_{gv} = \frac{11.05 \times 3.9^2}{10 \times 10818.86 \times 20307.71} \times 10^7 = 0.73 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_p \times L^2}{10 \times E_i \times I_{fip}} \Rightarrow f_{pi} = \frac{14.61 \times 3.9^2}{10 \times 32164.2 \times 12305.84} \times 10^7 = 0.56 \text{ cm}$$

$$\Delta f = f_{gv} + f_{pi} - f_{gi} - f_{ij} = 0.73 + 0.56 - 0.40 - 0.11 = 0.69 \text{ cm} \quad f_{adm} = \frac{360}{500} = 0.72 \text{ cm}$$

$$\Delta f = 0.69 \text{ cm} < f_{adm} = 0.72 \text{ cm}$$

Donc la flèche est vérifiée.

III.4.1.6 Schéma de ferrailage :

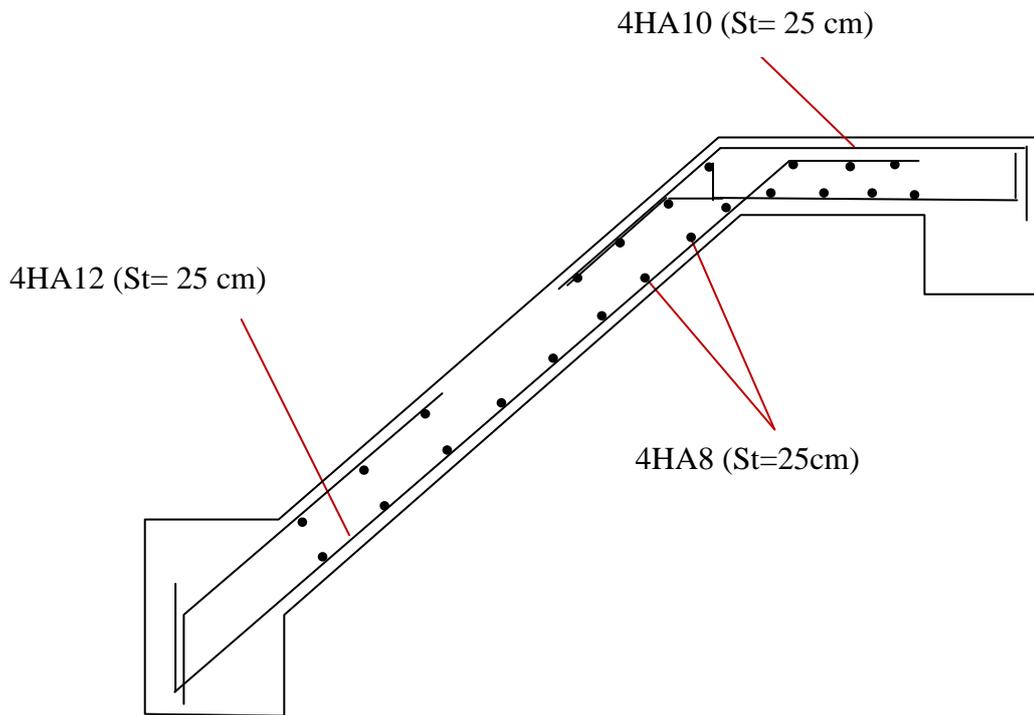


Figure III.12. Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4.2. Etude de la poutre palière :

Cette poutre est soumise à son poids propre, aux charges transmises sous formes de réactions d'appuis et aux moments de torsion qu'on calcul à la torsion.

La poutre est supposée encastree à ses deux extrémités aux poteaux.

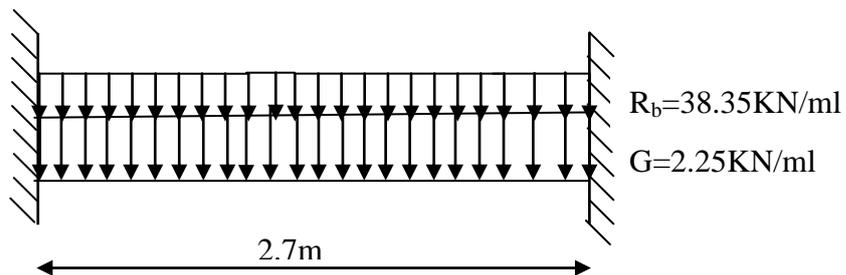


Figure III.13. Schéma statique de la poutre palière.

III.4.2.1 Pré dimensionnement :

$$l/15 \leq h \leq l/10 \Rightarrow 18.00\text{cm} \leq h \leq 27.00\text{cm}.$$

■ Calcul à la flexion simple :

● Vérifications :

D'après le RPA99, on doit vérifier les conditions suivantes :

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20\text{cm} \\ h \geq 30\text{cm}. \\ 1/4 \leq h/b \leq 4. \end{array} \right\} \Rightarrow \text{On adopte une section de } (30*30) \text{ cm}^2$$

.

● Charges revenant à la poutre palière :

• Poids propre :

$$G = 25 * 0.3*0.3 = 2.25 \text{ KN/m}.$$

• Réaction (poids transmise par la volée):

$$\rightarrow \text{à L'ELU: } R_B = 38.35 \text{ KN/m}.$$

$$\rightarrow \text{à L'ELS: } R_B = 26.95 \text{ KN/m}.$$

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

III.4.2.2. Calcul des sollicitations :

● A l'ELU :

$$q_u = 1.35 * 2.25 + 38.35 = 41.38 \text{ KN/m}.$$

$$\text{En travée : } M_t = \frac{q_u \times l^2}{24} = \frac{41.38 \times 2.70^2}{24} = 12.56 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -\frac{q_u \times l^2}{12} = -\frac{41.38 \times 2.70^2}{12} = -25.13 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } V_u = q_u \times \frac{l}{2} = 41.38 \times \frac{2.70}{2} = 55.86 \text{ KN}$$

● A l'ELS :

$$q_s = 40.60 \text{ KN/ml}$$

$$\text{En travée : } M_t = \frac{q_s \times l^2}{24} = \frac{40.6 \times 2.70^2}{24} = 12.33 \text{ KN.m}$$

$$\text{En appui : } M_a = -\frac{q_s \times l^2}{12} = -\frac{40.6 \times 2.70^2}{12} = -24.66 \text{ KN.m}.$$

Chapitre III

III.4.2.3 Ferrailage :

A L'ELU :

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

Tableau III.24 : Résultats de ferrailage en appuis et aux travées.

	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	$A_{cal} (cm^2)$	$A_{adop}(cm^2)$
En travée	12.56	0.037	0.048	0.274	1.31	2HA12=2.26
En appuis	25.13	0.075	0.097	0.269	2.68	3HA14=4.62

• Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = 0.23 * b * d * \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 * 0.30 * 0.28 * 2.1 / 400 = 1.01 cm^2$$

Donc : $A > A_{min}$ vérifiée.

• Vérification au cisaillement :

Il faut vérifier que : $\tau < \overline{\tau_{adm}}$

$$\tau^- = \min(0.2 * f_{c28} / \gamma_b; 4MPa) = 3.33MPa.$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} = \frac{55.86 * 10^{-3}}{0.3 * 0.28} = 0.665MPa$$

$\tau_u = 0.665MPa \leq \tau_{adm} = 3.33MPa$ vérifiée.

• Calcul armatures transversales :

$$\phi \leq \text{Min} \left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \phi_i^{\min} \right) \Rightarrow \phi \leq 10mm, \text{ On adopte : } S_t = 15cm.$$

$$A_t \geq b * S_t * (\tau_u - 0.3 * f_{ij}) / 0.8 * f_e = 0.3 * 0.15 * (0.665 - 0.3 * 2.1) / 0.8 * 400 .$$

$$A_t \geq 1.37 cm^2.$$

• Vérification des espacements

$$S_t \leq \frac{A_t * f_e}{0.4 * b} = \frac{1.37 * 10^{-4} * 400}{0.4 * 0.30} = 45cm \quad \text{Vérifiée}$$

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

$$S_t \leq \frac{0.8 * A_t * f_e}{b * (\tau_u - 0.3 * f_{ij})} = 15cm \quad \text{Vérifiée}$$

$$S_t \leq \min(h; 25cm) = 25cm \quad \text{Vérifiée}$$

Donc on prend un espacement de 12 cm.

- **Vérification des armatures longitudinales a l'effort tranchant :**

$$A_l = 8.30 \text{ cm}^2 \geq \left[V_u - \frac{M_a / 0.9 \times d}{f_e / \gamma_s} \right] = 55.86 \times 10^{-3} - \frac{25.13 \times 10^{-3}}{0.9 \times 0.28} \times \frac{1.15}{400} = 5.55 \text{ cm}^2$$

....Vérifiée

➤ **A P'ELS :**

- **Etat limite de compression du béton :**

L'état de fissuration est peut nuisible, donc il faut juste vérifier que la contrainte de compression de béton est inférieure ou égale à la contrainte admissible du béton:

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \times y}{I} \leq \overline{\sigma}_{bc};$$

$$\overline{\sigma}_{bc} = 0.6 f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

$$A' = 0 \Rightarrow \frac{b}{2} \times y^2 + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

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

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

Tableau III.25. Résultats de calcul des contraintes de béton.

Localisation	Mser (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)
Travées	12.33	18377.71	6.9	4.63	15
Appuis	24.66	32277.09	9.29	7.09	15

- **Vérification de la flèche :**

Il faut vérifier les conditions suivantes :

$$\frac{h}{l} = \frac{30}{270} = 0.11 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} = 0.11 \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{12.33}{10 \times 25.95} = 0.047 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} = \frac{2.26}{30 \times 28} = 0.00269 \leq \frac{4.2}{f_e} = \frac{4.2}{400} = 0.0105 \quad \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

Donc il ne sera pas nécessaire de vérifier la flèche.

III.4.2.4 Calcul à la torsion :

Le moment de torsion est engendré par les charges ramener par le palier et la volée, il est égal au moment à l'appui.

$$\rightarrow M_T = M_B = 6.94 \text{KN.m}$$

D'après le BAEL91, dans le cas de la torsion la section réelle est remplacée par une section fictive Ω (section creuse d'épaisseur e) :

$$\Omega = (b - e) \cdot (h - e)$$

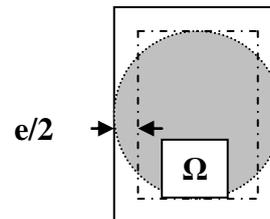
$$e = b/6 = 30/6 = 5 \text{cm}$$

$$\Omega = (30 - 5) \cdot (30 - 5) = 625 \text{cm}^2$$

U : est le périmètre de la section creuse

$$U = 2 \cdot [(b - e) + (h - e)]$$

$$U = 2 \cdot [(30 - 5) + (30 - 5)] = 100 \text{cm}$$



• Calcul des armatures longitudinales :

Figure III .14. Schéma de la section creuse

$$A_t = \frac{M_T \times U}{2 \times \Omega \times f_{st}}$$

$$A_t = \frac{6.94 \times 10^{-3} \times 1}{2 \times 0.062 \times 348} = 1.48 \text{cm}^2$$

Donc la section d'armature longitudinal total à prendre est :

$$\text{En travée} : A_t = \frac{A_L(\text{tor})}{2} + A_L(\text{flexion}) = \frac{1.48}{2} + 2.26 = 3.00 \text{cm}^2$$

On opte pour : **3HA12=3.39cm²**

$$\text{En appui} : A_a = \frac{A_L(\text{tor})}{2} + A_L(\text{flexion}) = \frac{1.48}{2} + 4.62 = 5.36 \text{cm}^2$$

On opte pour : **3HA14+3HA12=8.01cm²**

• Vérification des contraintes tangentes à la torsion :

$$\tau_{utor} = \frac{M_{tor}}{2 \times \Omega \times e} = \frac{6.94 \times 10^{-3}}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 0.05} = 1.11 \text{MPa}$$

$$\tau_{adm} = \min(0.13 f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3.25 \text{MPa} \quad \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\Rightarrow \tau_{utor} = 1.11 \text{MPa} < \tau_{adm} = 3.25 \text{MPa}$$

• Calcul des armatures transversales :

$$M_t = 6.94 \text{KNm} \text{ et } \Omega = 625 \text{cm}^2$$

On fixe l'espacement comme suit : *en travée* $S_t = 20 \text{cm}$.

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

$$\text{en travée : } A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{6.94 \times 10^{-3} \times 0.20}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0.32 \text{cm}^2$$

$$\text{en appuis : } A_T = \frac{M_{tor} \times S_t}{2 \times \Omega \times f_{st}} = \frac{6.94 \times 10^{-3} \times 0.10}{2 \times 625 \times 10^{-4} \times 348} = 0.16 \text{cm}^2$$

Donc la section d'armature transversal total à prendre en appuis et en travée est :

$$A_T = 0.32 + 0.16 = 0.48 \text{cm}^2 \rightarrow \text{on opte pour un cadre et une étrier HA8} = 2.01 \text{cm}^2.$$

III.4.2.5. Schéma de ferrailage :

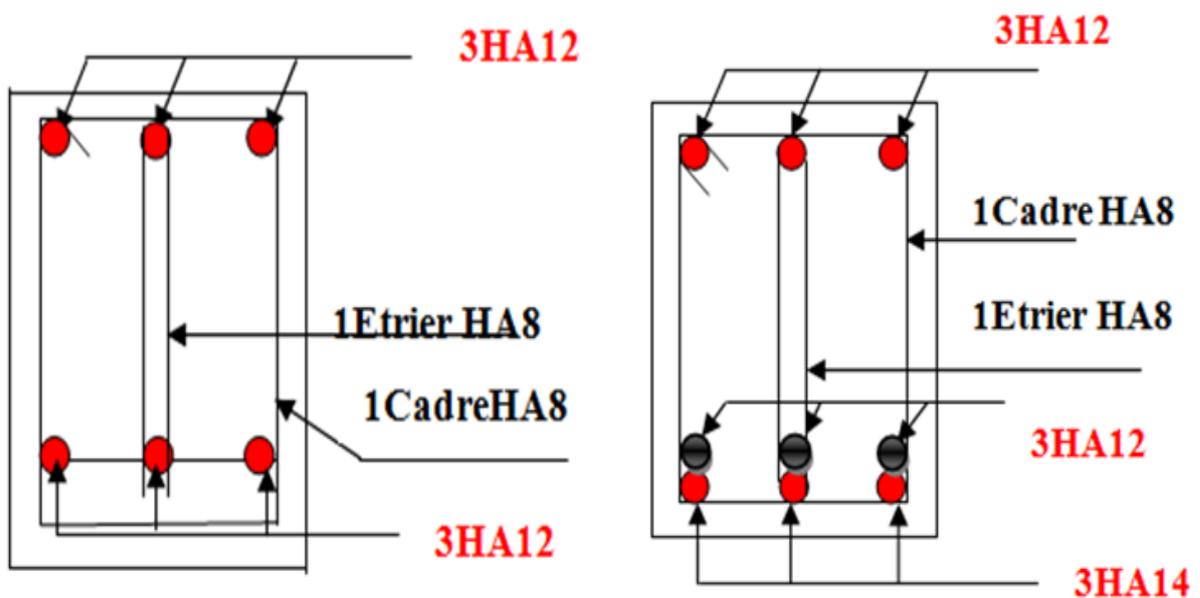


Figure III.15. Schéma de ferrailage de la poutre palière.

Chapitre III

III.5. Ascenseur :

L'ascenseur est un appareille mécanique, servant à déplacer verticalement des personnes ou chargements vers les différents niveaux du bâtiment, il est constitué d'une cabine qui se déplace le long d'une glissière verticale dans la cage d'ascenseur munie d'un dispositif mécanique qui permet de déplacer la cabine.

III.5.1. Description de l'ascenseur :

- ❖ **Cabine** : Organe de l'ascenseur destiné à recevoir les personnes et les charges à transporter.
- ❖ **Gain** : Volume dans lequel se déplacent la cabine, le contrepoids et le vérin hydraulique. Ce volume est matériellement délimité par le fond de la cuvette, les parois et le plafond.
- ❖ **Palier** : Aire d'accès à la cabine à chaque niveau de service.
- ❖ **Cuvette** : Partie de la gainé située en contre-bas du niveau d'arrêt inférieur desservi par la cabine.
- ❖ **Hauteur libre** : Partie de la gainé située au-dessus du dernier niveau desservi par la cabine.
- ❖ **local des machines** : Local où se trouvent la machine et son appareillage.

III.5.2. Caractéristiques de l'ascenseur: Annexe (4)

➤ 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.

$L_r = 110\text{cm}$: 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.

$P_{\text{persomnes}} = 6.3\text{KN}$: La charge nominale.

$V = 1.00\text{m/s}$: La vitesse.

III.5.3. Etude de l'ascenseur :

La dalle de la cage d'ascenseur doit être épaisse pour qu'elle puisse supporter les charges importantes (machine+ ascenseur) qui sont appliquées sur elle.

On a: $L_x = 175\text{cm}$, $L_y = 230\text{cm} \Rightarrow S = 1.75 * 2.30 = 4.02\text{m}^2$.

Soit alors son épaisseur est **e=20cm**.

➤ Evaluation des charges et surcharges :

$G_1 = 25 * 0.2 = 5 \text{ KN/m}^2$: Poids de la dalle en béton armé.

$G_2 = 25 * 0.05 = 1.1 \text{ KN/m}^2$: Poids de revêtement en béton.

$G' = G_1 + G_2 = 6.1 \text{ KN/m}^2$

$G = \frac{F_c}{S} = \frac{102}{4.02} = 25.37 \text{ KN/m}^2$

$G_{total} = G + G' = 6.1 + 25.37 = 31.40 \text{ KN/m}^2$

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

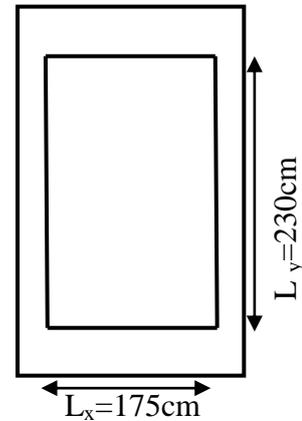


Figure III.16 : Les dimensions de l'ascenseur.

A. Cas de charge répartie :

• A l'ELU :

✓ Calcul des sollicitations :

$$q_u = 1.35 G + 1.5Q = 1.35 * 31.4 + 1.5 * 1 = 43.89 \text{ KN}$$

$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,76 > 0,4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans deux sens.

$$\rho = 0,76 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0608 \\ \mu_y = 0.5274 \end{cases}$$

➤ Calcul des sollicitations à ELU :

$$M_x^0 = \mu_x * q_u * L_x^2 = 0.0608 * 43.89 * 1.75^2 = 8.17 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \mu_y * M_x^0 = 0.5274 * 8.17 = 4.30 \text{ KN.m}$$

▪ Calcul des moments réelles :

$$\text{En travée : } \begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 0.85 * 8.17 = 6.94 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 0.85 * 4.30 = 3.65 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$\text{En appuis : } M_a = -0.4 * M_x^0 = -0.4 * 8.17 = -3.27 \text{ KN.m}$$

Chapitre III

▪ 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 :

Tableau III.26: Ferrailage de la dalle de l'ascenseur (dalle au-dessous).

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A Calculée (cm ² /ml)	A opté (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	6.94	0.0015	0.019	0.178	1.11	4T10=3.14	$S_t \leq \min$ (3e, 33cm) St=25
Travée y-y	3.65	0.0089	0.011	0.169	0.62	4T10=3.14	St=25
Appuis	3.27	0.0071	0.0089	0.179	0.52	4T8=2.01	St=25

▪ Vérification a l'ELU:

✓ Condition de non fragilité :

• En travée :

On a des HAf_cE400 $\Rightarrow \rho_0 = 0.0008$

Avec $h_0 = e = 20\text{ cm}$, $b = 100\text{ cm}$ et $\rho = 0,76$

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = 0,76 \\ e = 20\text{ cm} > 12\text{ cm} \end{array} \right. \Rightarrow A_x^{\min} = \rho_0 * \left(\frac{3 - \rho}{2} \right) * b * e = 0.0008 * \left(\frac{3 - 0.76}{2} \right) * 100 * 20$$

$$\Rightarrow A_x^{\min} = 1.79\text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_y^{\min} = \rho_0 * b * e = 0.0008 * 100 * 20 = 1.6\text{ cm}^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} A_t^x = 4T10/\text{ml} = 3.14\text{ cm}^2/\text{ml} > A_x^{\min} = 1.79\text{ cm}^2/\text{ml} \\ A_t^y = \frac{4T10}{\text{ml}} = 3.14\text{ cm}^2/\text{ml} > A_y^{\min} = 1.6\text{ cm}^2/\text{ml} \end{array} \right. \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

$$A_t^y = 4T10/\text{ml} = 3.14\text{ cm}^2/\text{ml} > \frac{A_t^x}{4} = 0.785\text{ cm}^2/\text{ml} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

• En appuis : $A_a = 4T10/\text{ml} = 1.51\text{ cm}^2/\text{ml} < A_a^{\min} = 1.79\text{ cm}^2/\text{ml}$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{\min}

$$\Rightarrow A_a = 3T10/\text{ml} = 2.36\text{ cm}^2/\text{ml}$$

✓ Vérification l'effort tranchant :

$\rho = 0.59 > 0.4$ flexion simple dans les deux sens.

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = q_u * \frac{l_x}{3} = 40.36\text{ KN} \\ V_y = q_u * \frac{l_x}{2} * \frac{1}{1 + \frac{1}{\rho}} = 22.46\text{ KN} \end{array} \right.$$

Chapitre III

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{40.36 \times 10^{-3}}{1000 \times 170} = 0.237 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa}.$$

Donc, la condition est vérifiée.

▪ Vérification a l'ELS:

$q_s = G_{total} + Q = 46.1 + 1 = 47.1 \text{ KN/m}^2$, on fera le calcul de la dalle pour une bande de 1m de longueur.

$$\rho = 0,59 \Rightarrow ELS: \begin{cases} \alpha_x = 0.0884 \\ \alpha_y = 0.4565 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Annexe (1)}$$

➤ Calcul des moments :

$$M_x^0 = \alpha_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0884 * 47.1 * 1.9^2 = 15.03 \text{ KN.m}$$

$$M_y^0 = \alpha_y * M_x^0 = 0.4565 * 15.03 = 6.86 \text{ KN.m}$$

• Calcul des moments réels :

✓ En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 12.77 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 5.83 \text{ KN.m} \end{cases}$

✓ En appuis : $M_a = -0.4 * M_x^0 = -6.012 \text{ KN.m}$

❖ Vérification de la contrainte:

Tableau III.27 : Vérification des contraintes en travée (sens x-x)		
Calculs	Vérifications	Observation
$y = 0.016 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.608 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$	Vérifiée
$I = 1.3 * 10^{-4} \text{ m}^4$		
$\sigma_b = 0.547 \text{ MPa}$		
$\sigma_s = 146.48 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 146.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$	Vérifiée

Tableau III.28 : Vérification des contraintes en travée (sens y-y)		
Calculs	Vérifications	Observation
$y = 0.093 \text{ m}$	$\sigma_b = 6.03 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$	Vérifiée
$I = 0.9 * 10^{-4} \text{ m}^4$		
$\sigma_b = 6.03 \text{ MPa}$		
$\sigma_s = 74.82 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 74.82 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$	Vérifiée

Tableau III.29 : Vérification des contraintes en appuis		
Calculs	Vérifications	Observation
$y = 0.056 \text{ m}$	$\sigma_b = 6.61 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$	Vérifiée
$I = 0.5 * 10^{-4} \text{ m}^4$		
$\sigma_b = 6.61 \text{ MPa}$		
$\sigma_s = 178.09 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 178.09 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa}$	Vérifiée

B. Cas d'une charge concentrée :

La charge concentrée q est appliquée à la surface de la dalle sur aire $a_0 \times b_0$. Elle agit uniformément sur aire $u \times v$ située sur le plan moyen de la dalle.

$a_0 \times b_0$: Surface sur laquelle elle s'applique la charge donnée en fonction de vitesse.

$u \times v$: Surface d'impact.

a_0 et u = dimension suivant x-x.

b_0 et v : Dimension suivant y-y.

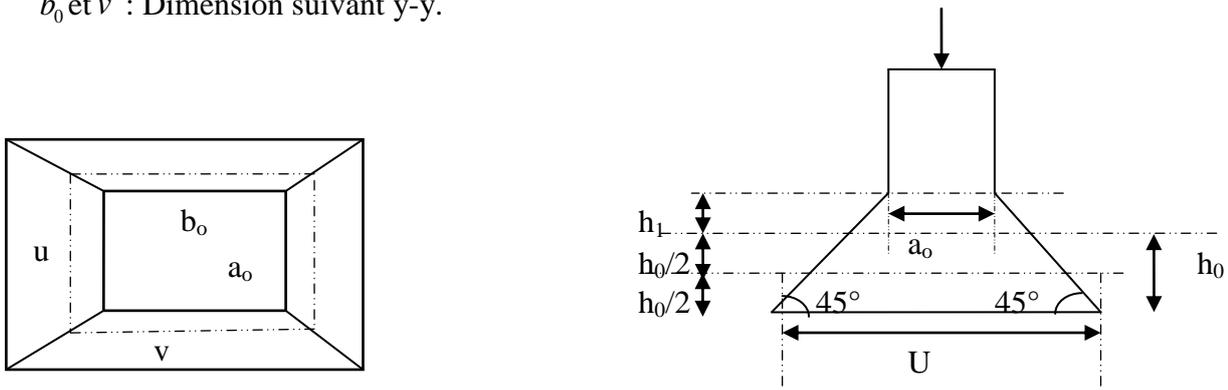


Figure III.17. Schéma de l'ascenseur

$$\text{On a } \begin{cases} u = a_0 + h_0 + 2 \times \zeta \times h_1 \\ v = b_0 + h_0 + 2 \times \zeta \times h_1 \end{cases} \text{ pour } V = 1 \text{ m/s} \Rightarrow \begin{cases} a_0 = 80 \text{ cm.} \\ b_0 = 80 \text{ cm.} \end{cases}$$

Avec $h_1 = 5 \text{ cm}$: Épaisseur de revêtement.

$h_0 = 20 \text{ cm}$: Épaisseur de dalle.

$\zeta = 1$: Coefficient qui dépend du type de revêtement.

$$\begin{cases} u = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm.} \\ v = 80 + 20 + 2 \times 1 \times 5 = 110 \text{ cm.} \end{cases}$$

▪ Calcul les 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 $\rho \Rightarrow \frac{u}{l_x} = \frac{110}{190} = 0.57$ et $\rho = 0.59$
- M_2 est en fonction de $\frac{v}{L_y}$ et $\rho \Rightarrow \frac{v}{l_y} = \frac{110}{320} = 0.34$ et $\rho = 0.59$

En se référant à l'Annexe (2), on trouve : $M_1 = 0.097 \text{ KN.m}$ et $M_2 = 0.088 \text{ KN.m}$

Chapitre III

Evaluation des moments M_{x1} et M_{y2} du système de levage à l'ELU :

$$v = 0 \Rightarrow \begin{cases} M_x = q_u * M_1 \\ M_y = q_u * M_2 \end{cases}$$

On a: $g = D_m + P_m + P_{personne} = 82 + 15 + 6.3 = 103.3 \text{ KN}$.

$$q_u = 1.35 \times g = 1.35 \times 103.3 = 139.455 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_u * M_1 = 139.455 * 0.097 = 13.53 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_u * M_2 = 139.455 * 0.088 = 12.27 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Evaluation des moments due au poids propre de la dalle à l'ELU :

$$q_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 \times 6.1 + 1.5 \times 1 = 9.73 \text{ KN}$$

$$\rho = 0,59 \Rightarrow \begin{cases} M_{x2} = u_x * q_u * l_x^2 = 0.0836 * 9.73 * 1.9^2 = 2.94 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = u_y * M_{x2} = 0.2822 * 2.94 = 0.83 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 13.53 + 2.94 = 16.47 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 12.27 + 0.83 = 13.10 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ **Les moments réels :**

- ✓ En travées : $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x^0 = 14 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y^0 = 11.13 \text{ KN.m} \end{cases}$
- ✓ En appuis : $M_a = -0.4 * M_x^0 = -6.59 \text{ KN.m}$
- ✓

III.5.4. Ferrailage :

Le calcul se fera pour une bande de 1m de longueur et en prend $d_x = 18 \text{ cm}$ et $d_y = 17 \text{ cm}$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Sens	M_u (KN.m)	μ_{bu}	α	Z(cm)	A Calculée (cm ² /ml)	A opté (cm ² /ml)	S_t (cm)
Travée x-x	14	0.0304	0.038	17.72	2.30	4T10=3.14	St ≤ min (3e, 33cm) St=25
Travée y-y	11.13	0.027	0.034	16.77	1.9	4T8=2.01	St ≤ min (3e, 33cm) St=20
Appuis	6.59	0.014	0.018	17.87	1.10	3T8=1.51	St=33 cm

❖ Vérification a l'ELU :

1) Vérification de condition de non fragilité :

$$\begin{cases} A_t^x = 4T10/ml = 3.14 \text{ cm}^2/ml > A_x^{min} = 1.93 \text{ cm}^2/ml \\ A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2/ml \end{cases} \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

$$A_t^y = 4T8/ml = 2.01 \text{ cm}^2/ml > \frac{A_t^x}{4} = 0.5025 \text{ cm}^2/ml \dots\dots\dots \text{Vérifiée.}$$

En appuis : $A_a = 3T8 = 1.51 \text{ cm}^2/ml < A_a^{min} = 2.20 \text{ cm}^2/ml$

La condition n'est pas vérifiée, donc on ferraille en appuis avec A_{min}

$$\Rightarrow A_a = 3T10/ml = 2.36 \text{ cm}^2/ml$$

2) Vérification au poinçonnement :

$$Q_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec Q_u : Charge de calcul à l'ELU.

h : Épaisseur total de la dalle.

U_c : Périmètre du contour au niveau de feuillet moyen.

$$Q_u = q_u = 139.455 \text{ KN} < 0.045 * u_c * h * \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0.045 * (2 * 2.2) * 0.24 * \frac{25 * 10^3}{1.5}$$

$q_u = 139.455 \text{ KN} < 792 \text{ KN}$. Donc, pas de risque de poinçonnement.

3) Vérification de l'effort tranchant :

On à $u=v=110 \text{ cm} \Rightarrow V_{max} = \frac{Q_u}{3 * u_c} = \frac{139.455}{3 * 4.4} = 10.56 \text{ KN}$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{10.56 \times 10^{-3}}{1 \times 0.18} = 0.059 \text{ Mpa} < \bar{\tau} = \frac{0.07}{\gamma_b} f_{c28} = 1.16 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

• Calcul à l'ELS :

1) Le moment engendré par le moment de levage :

$$q_{ser} = g = 103.3 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} M_{x1} = q_{ser} * (M_1 + \nu M_2) = 103.3 * (0.093 + 0.2 * 0.088) = 11.42 \text{ KN.m} \\ M_{y1} = q_{ser} * (M_2 + \nu M_1) = 103.3 * (0.088 + 0.2 * 0.093) = 11.02 \text{ KN.m} \end{cases}$$

2) Le moment dû au poids propre de la dalle:

$$Q_{ser} = G + Q = 6.1 + 1 = 7.1 \text{ KN/m}$$

$$\text{ELS: } \rho = 0.59 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0886 \\ \mu_y = 0.4565 \end{cases}$$

➤ Calcul les moments :

$$\begin{cases} M_{x2} = \mu_x * q_{st} * l_x^2 = 0.0886 * 7.1 * 1.9^2 = 2.27 \text{ KN.m} \\ M_{y2} = \mu_y * M_{x2} = 0.4565 * 2.27 = 1.037 \text{ KN.m} \end{cases}$$

3) Superposition des moments :

Les moments agissants sur la dalle sont :

$$\begin{cases} M_x = M_{x1} + M_{x2} = 11.42 + 2.27 = 13.69 \text{ KN.m} \\ M_y = M_{y1} + M_{y2} = 11.02 + 1.037 = 12.057 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ Calcul les moments réels :

En travée: $\begin{cases} M_{tx} = 0.85 * M_x = 0.85 * 13.69 = 10.25 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0.85 * M_y = 0.85 * 12.057 = 8.711 \text{ KN.m} \end{cases}$

En appuis: $M_a = -0.4 * M_x = -0.4 * 9.48 = -4.823 \text{ KN.}$

❖ Vérification de la contrainte:

Calculs	Vérifications	Observation
$y = 0.04 \text{ m}$	$\sigma_b = 4.18 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$	Vérifier
$I = 10^{-4} \text{ m}^4$		
$\sigma_b = 4.18 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 215.25 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s$ $= 201.64 \text{ MPa}$	Non vérifier
$\sigma_s = 215.25 \text{ MPa}$		

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

$$\begin{cases} \beta = 1.57 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.21 \\ A_t^x = 3.72 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t^x = 5T10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

St < min (3e, 33 cm), Alors **St = 20 cm.**

Calculs	Vérifications	Observation
$y = 0.045 \text{ m}$	$\sigma_b = 4 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$	Vérifier
$I = 1.2 * 10^{-4} \text{ m}^4$		
$\sigma_b = 4 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 172.97 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$ $= 201.64 \text{ MPa}$	Vérifier
$\sigma_s = 172.97 \text{ MPa}$		

Calculs	Vérifications	Observation
$y = 0.029 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.71 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b$ $= 15 \text{ MPa}$	Vérifier
$I = 6.807 * 10^{-5} \text{ m}^4$		
$\sigma_b = 3.71 \text{ MPa}$	$\sigma_s = 270.63 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s$ $= 201.64 \text{ MPa}$	Non vérifier
$\sigma_s = 270.63 \text{ MPa}$		

Chapitre III

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

$$\begin{cases} \beta = 1.49 * 10^{-3} \\ \alpha = 0.21 \\ A_t^y = 3.23 \text{ cm}^2/\text{ml} \end{cases} \Rightarrow \text{choix: } A_t^y = 5T10/\text{ml} = 3.93 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$St < \min(3e, 33 \text{ cm})$, Alors $St = 20 \text{ cm}$.

Tableau III.34 : Revérification des contraintes en travée (sens y-y)		
Calculs	Vérifications	Observation
$y = 0.045 \text{ m}$	$\sigma_b = 3.65 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$	Vérifier
$I = 1.07 * 10^{-4} \text{ m}^4$		
$\sigma_b = 3.65 \text{ MPa}$		
$\sigma_s = 152.63 \text{ MPa}$		
	$\sigma_s = 152.63 \text{ MPa} > \bar{\sigma}_s$ $= 201.64 \text{ MPa}$	Vérifier

Tableau III.35 : Vérification des contraintes en appuis		
Calculs	Vérifications	Observation
$y = 0.032 \text{ m}$	$\sigma_b = 1.92 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$	Vérifier
$I = 8.035 * 10^{-5} \text{ m}^4$		
$\sigma_b = 1.92 \text{ MPa}$		
$\sigma_s = 133.17 \text{ MPa}$		
	$\sigma_s = 133.17 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s$ $= 201.64 \text{ MPa}$	Vérifier

➤ Vérification de la flèche :

Si les conditions suivantes sont vérifiées, il n'y a pas lieu de vérifier la flèche.

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.24}{1.9} = 0.126 > \frac{3}{80} = 0.0375 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.24}{3.2} = 0.075 > \frac{3}{80} = 0.0375 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\begin{cases} \frac{h_t}{l_x} = \frac{0.24}{1.9} = 0.126 > \frac{M_{tx}}{20 * M_x} = 0.037 \\ \frac{h_t}{l_y} = \frac{0.24}{3.2} = 0.075 > \frac{M_{ty}}{20 * M_y} = 0.036 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Dalle au dessous} \begin{cases} \frac{A_s}{b * d_x} = \frac{3.14}{100 * 18} = 0.0017 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b * d_y} = \frac{2.01}{100 * 17} = 0.0011 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

$$\text{Dalle au dessous} \begin{cases} \frac{A_s}{b * d_x} = \frac{3.93}{100 * 18} = 0.0021 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \\ \frac{A_s}{b * d_y} = \frac{3.93}{100 * 17} = 0.0023 < \frac{2}{f_e} = 0.005 \end{cases} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

III.4.5 Schéma de ferrailage :

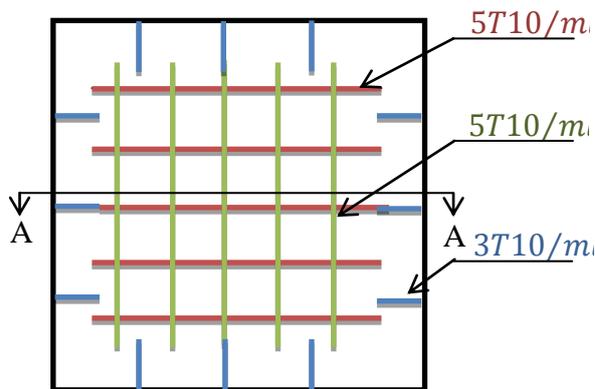


Figure III.18. Schéma de ferrailage de la dalle pleine sur 04 appuis

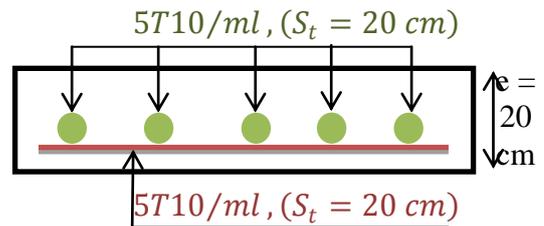


Figure III.19. Vue en coupe A-A du ferrailage de la dalle

III.6 Conclusion :

Le but de ce chapitre été la détermination des sections d'acier nécessaire pour reprendre les charges revenant aux éléments non structuraux.

Le choix de la disposition des poutrelles s'est fait au chapitre précédent. D'après la disposition adoptée nous avons eu plusieurs types de poutrelles. Ces dernières ont été étudiées et ferrillées.

Notre structure présente un seul type d'escalier, ce dernier est à deux volées. Dans ce chapitre il a été procédé à son étude et son ferrailage.

L'acrotère est calculé à la flexion composée. Son ferrailage a été déterminé en respectant les règles. En dernier, nous avons fait l'étude de l'ascenseur puis on a ferrillé la dalle de locale des machines.

La poutre palière a été étudiée sous des sollicitations de flexion et de torsion.

Notre projet comprend un types de dalle pleine, elle a été étudié et ferrillé avec les sollicitations les plus défavorables.

IV.1 INTRODUCTION

Le séisme est un phénomène naturel, correspondant à des secousses qui se propagent sous forme d'ondes, qui à leurs tours, engendrent un mouvement du sol libérant une énergie de déformation. En présence du phénomène séismique, le bâtiment sera considéré comme un système à plusieurs degrés de liberté.

Etant donnée que notre structure est implantée à Bejaia, zone IIa selon le classement du RPA99 version 2003, l'étude au séisme s'avère un passage obligatoire.

A cause de l'énormité des pertes causées par les séismes, l'étude du comportement de la construction sous action dynamique ainsi que la garantie antisismique de la structure s'impose comme une nécessité absolue du point de vue socio-économique.

La détermination d'un modèle qui répond aux exigences de la conception parasismique fait l'objet de ce chapitre.

IV.2- Modélisation de la structure par le logiciel SAP 2000 :

- **Description du logiciel :**

Le SAP2000 est un logiciel de calcul et de conception des structure d'ingénierie particulièrement adopté aux bâtiments et ouvrages de génie civil, il permet en un même environnement la saisie graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type de structure, il offre de nombreuse possibilité d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé et en construction métalliques. Le post- processeur graphique disponible facilite considérablement l'interprétation et l'exploitation des résultats ainsi que la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs, ce logiciel est basé sur la méthode des éléments finis.

Le logiciel permet d'effectuer les étapes de modélisation (définition de la géométrie, conditions aux limites, chargements de la structure, etc.) de façon totalement graphique, numérique ou combinées, en utilisant les innombrables outils disponibles.

- **Exploitation des résultats :**

Une fois les calculs de la structure sont effectués, les résultats peuvent être consultés par deux méthodes différentes :

- Sous forme de valeurs numérique (les tableaux affichent les composantes spécifiques des déplacements, réactions, efforts internes....etc.).
- Sous forme graphique (les diagrammes seront présentés par les barres spécifiques de la structure).

SAP2000 permet aussi :

- ✓ Pour les joins : donne les réactions, les moments aux appuis et les déplacements...
- ✓ Pour les éléments en Shell : donne les efforts internes et les contraintes sous forme graphique ou numérique .
- ✓ Pour les éléments frames : donne les sollicitations de réduction (M, N, T).

- ✓ Le fichier de résultats : affiche les résultats obtenue par l'analyse de la structure et plusieurs tableaux selon le choix de l'utilisateur, à savoir : les efforts internes, les contraintes, déplacements, masse du niveau,etc.

IV.3. METHODES DE CALCUL

Les règles parasismiques (*RPA99 version 2003*) offrent trois méthodes de calcul :

- La méthode statique équivalente.
- la méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.3.1 Méthode statique équivalente :

Selon le RPA99/2003 Art (4.2.1), les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique. La structure peut être modélisée comme une console encastrée dans le sol dont laquelle les différents étages sont représentés par des masses ponctuelles concentrées au centre de gravité des planchers et de même propriétés d'inertie .

La méthode statique équivalente est applicable dans les conditions suivantes :

- Le bâtiment ou le bloc étudié, respecte les conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus 65m en zone *I* et *IIa* et 30m en zone *IIb* et *III*.
- Le bâtiment ou le bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions énoncées en haut, d'autres conditions complémentaires énumérées dans le RPA article 4.1.2.

- **Calcul de la force sismique totale à la base**

L'effort sismique équivalent « V » appliqué à la base de la structure dans les deux directions est donné par la formule suivante :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad \text{Article 4.2.3 (RPA99 Version 2003)}$$

A : Coefficient d'accélération de zone. C'est un coefficient numérique dépendant de la zone sismique ainsi que du groupe d'usage.

D : Facteur d'amplification dynamique moyen du site, fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

Q : Facteur de qualité.

R : Coefficient de comportement global de la structure, fonction du système de contreventement.

W : poids total de la structure.

➤ **Détermination des coefficients**

▪ **Le coefficient A**

Notre ouvrage est implanté à Bejaia, zone classé IIa selon le RPA99 2003, cet ouvrage est courant et d'importance moyenne (bâtiment à usage d'habitation), il est de ce fait classé dans le groupe d'usage (2).

Le coefficient A vaut donc : $A=0.15$ selon le *tableau 4.1 (RPA99 version 2003)*.

▪ **Le facteur D**

Le facteur d'amplification dynamique D, est donné par l'expression suivante :

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-2)}$$

η : Facteur de correction de l'amortissement, donnée par la formule $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$

ξ : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 4.2 RPA99 version 2003).

$\xi = 8.5\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+8.5}} = 0.81$$

T_1 et T_2 : période caractéristique relative au sol.

Selon le rapport de sol établit par LTNC, le sol d'implantation de notre structure est classé : site S3.

Ce qui nous donne les périodes caractéristiques : $\begin{cases} T_1 = 0.15s \\ T_2 = 0.5s \end{cases}$ (RPA99 version 2003)

▪ **Estimation de la période fondamentale de la structure T**

Pour une structure contreventée partiellement par des voiles en béton armé, la période fondamentale est donnée par le minimum des deux expressions du RPA99 version 2003 suivantes :

$$\begin{cases} T = C_T \times h_N^{\frac{3}{4}} \dots \text{RPA99 (Formule 4-6)} \\ T = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \dots \text{RPA99 (Formule 4-7)} \end{cases}$$

Avec :

h_N : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau $h_N = 34.68m$.

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage donnée par le tableau 4.6 du RPA99 version 2003.

Le contreventement étant assuré partiellement par des voiles en béton armé, $C_T = 0.05$.

$$T = 0.05 \times 34.68^{\frac{3}{4}} = 0.715s$$

$D_x=14.92m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens x.

$D_y= 16.3m$; étant la dimension du bâtiment selon le sens y.

$$T_x = \frac{0.09 \times 34.55}{\sqrt{14.92}} = 0.808s$$

$$T_y = \frac{0.09 \times 34.55}{\sqrt{16.3}} = 0.773s$$

$$T_x = \text{Min}(T; T_x) = 0.715s$$

$$T_y = \text{Min}(T; T_y) = 0.715s$$

$$0.5 \leq T_x \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.715}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.607$$

$$0.5 \leq T_y \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5 \times 0.81 \times \left(\frac{0.5}{0.715}\right)^{\frac{2}{3}} = 1.607$$

▪ **Le facteur de qualité Q**

$$Q = 1 + \sum_{q=1}^6 P_q$$

Avec P_q : pénalité correspondante au critère q (tableau 4.4 du RPA99 version 2003)

Tableau IV.1. Valeurs des pénalités P_q

Critère Q	Valeurs de $P_q(x)$		Valeurs de $P_q(y)$	
	Critère observé	Critère non observé	Critère observé	Critère non observé
Condition minimale des files porteuses		0.05		0.05
Redondance en plan		0.05		0.05
Régularité en plan		0.05		0.05
Régularité en élévation	0		0	
Contrôle de la qualité des matériaux	0		0	
Contrôle de la qualité de la construction	0		0	

$$Q_x = Q_y = 1.15$$

▪ **Coefficient R**

Système de contreventement de notre structure étant mixte voiles portique avec interaction, $R=5$ (Tableau 4.3 RPA99version 2003)

▪ **Poids total de la structure**

Calcul du poids total de la structure

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

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la charge d'exploitation

$\beta = 0.2$ pour les étages à usage d'habitation Tableau 4.5 du RPA99 version 2003

$$W_G = 25837.286 \text{ KN} \\ W_Q = 4421.03 \text{ KN} \Rightarrow W = 26721.492 \text{ KN}$$

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

$$V_{st} = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

$$V_{st,x} = \frac{0.15 \times 1.607 \times 1.15}{5} \times 26721.492 = 1544.50 \text{ KN}$$

$$V_{st,y} = \frac{0.15 \times 1.607 \times 1.15}{5} \times 26721.492 = 1544.50 \text{ KN}$$

IV.3.2. Méthode dynamique modale spectrale

L'analyse dynamique se prête probablement mieux à une interprétation réaliste du comportement d'un bâtiment soumis à des charges sismiques que le calcul statique prescrit par les codes. Elle servira surtout au calcul des structures dont la configuration est complexe ou non courante et pour lesquelles la méthode statique équivalente reste insuffisante ou inacceptable ou autre non-conforme aux conditions exigées par le RPA 99/version2003 pour un calcul statique équivalent.

Pour les structures symétriques, il faut envisager l'effet des charges sismiques séparément suivant les deux axes de symétrie, pour les cas non symétriques l'étude doit être menée pour les deux axes principaux séparément.

Par cette méthode, 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 établi grâce à l'expression suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25 \times A \times \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{Q}{R} \right) \times \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \times \eta \times (1.25A) \times \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \times \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \times \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad \text{RPA99 (Formule 4-13)}$$

Le spectre correspondant est montré sur la figure suivante :

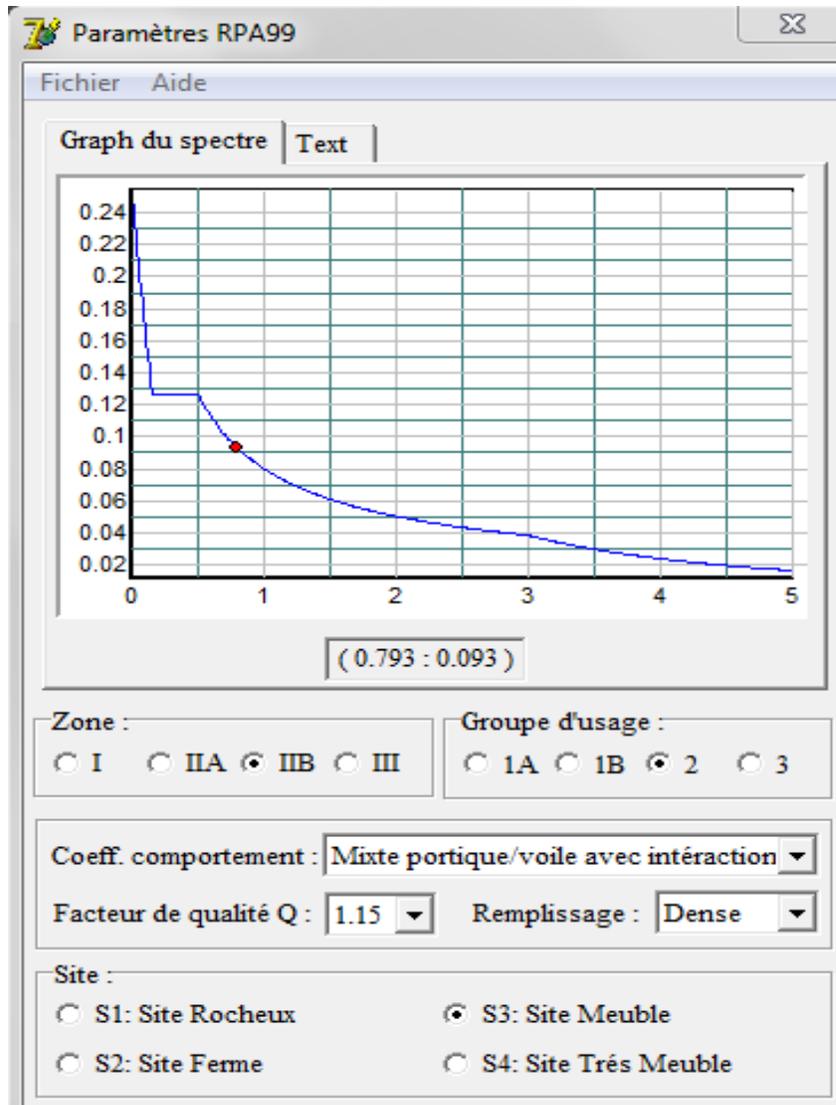


Figure IV.1 : Spectre de réponse

Notre structure sera modélisée grâce au logiciel SAP2000 version 14.2.2. Ce logiciel permet l'analyse dynamique de la structure par simple introduction de certaines caractéristiques et données liées à la structure (géométrie, matériaux et chargement).

Une fois ces différents paramètres déterminés, on procède à la disposition des voiles de telle sorte à avoir un bon comportement de la structure, tout en vérifiant les différentes exigences du RPA99 version 2003 (période de vibration, interaction, taux de participation massique, effet P- Δ , effort normal réduit)

IV.3.2.1. Modélisation du projet :

Le modèle de la structure est représenté dans la figure suivante, avec un contreventement exige par le RPA99 version 2003.

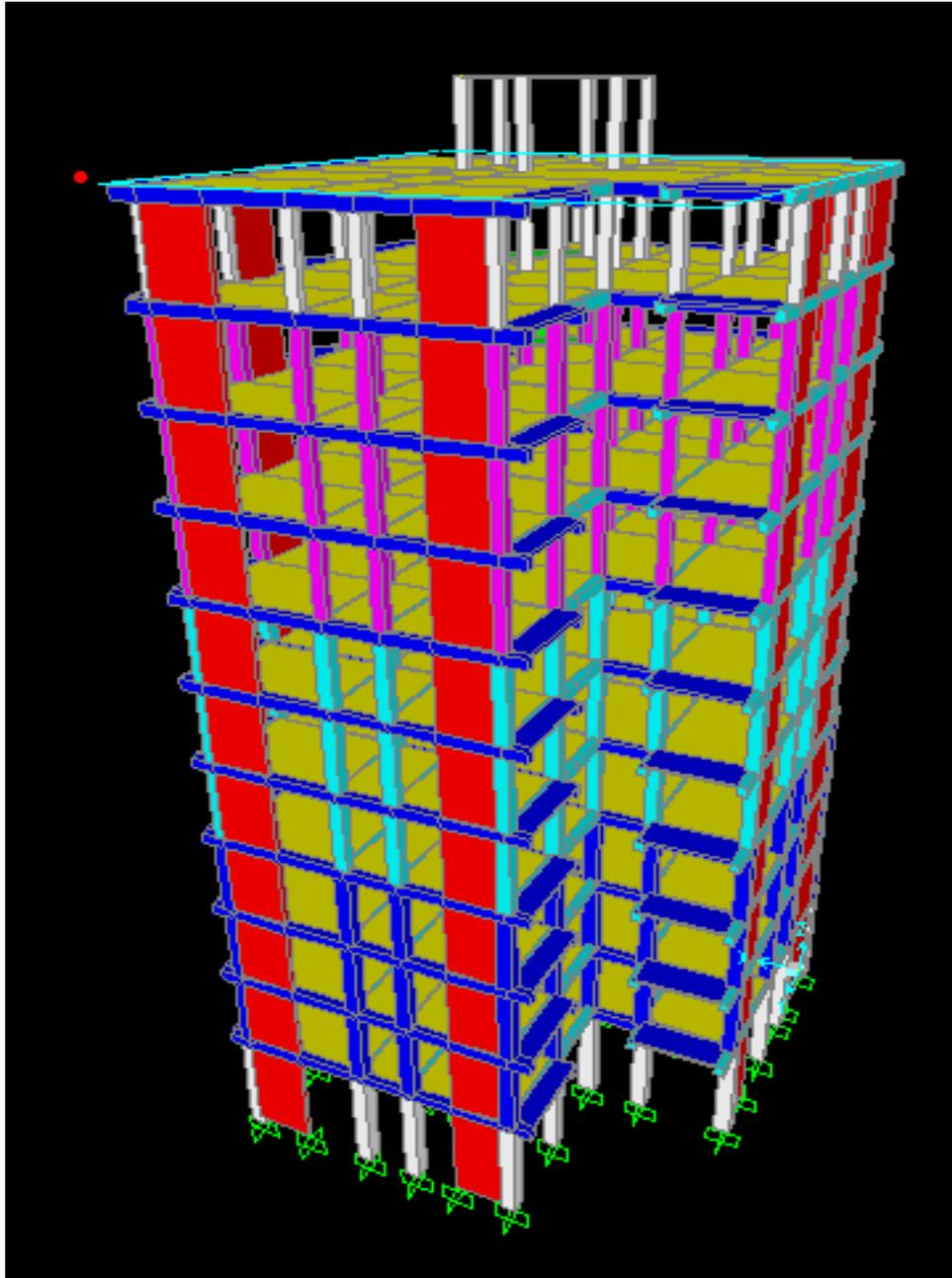


Figure IV.2 : La vue en 3D de la structure par SAP2000

IV.3.2.2. Vérification et interprétation des résultats de l'analyse dynamique :

A. Disposition des voiles :

Le choix d'une disposition qui réponde aux exigences du RPA est un vrai défi vu les contraintes architecturales.

Après plusieurs essais on a retenu la disposition représentée ci-dessous .Cette disposition nous a permis d'éviter un mode de torsion au premier et deuxième mode, ainsi que de répondre favorablement aux conditions du RPA99 version 2003.

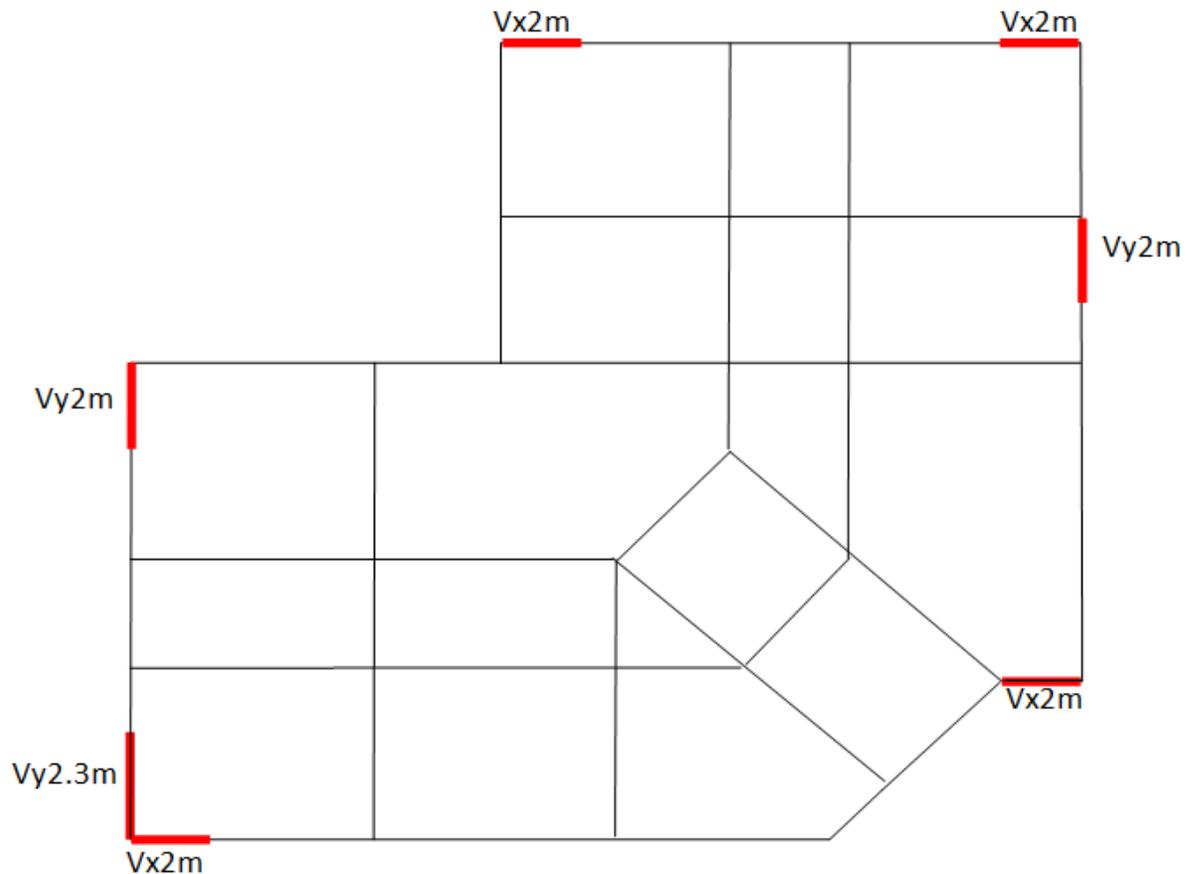


Figure IV.3: Disposition des voiles

B. Modes, Périodes de vibration et taux de participation massique

Le taux de participation massique tel qu'il est exigé par le RPA99-2003 doit être supérieur à 90% de la masse total du bâtiment.

Le tableau suivant donne la participation massique pour chaque mode :

Tableau IV.2 : Période de vibration et taux de participation massique.

Mode	Période	Mode individuel (%)			Somme cumulée (%)		
	Sec	UX	UY	UZ	UX	UY	UZ
1	0.891601	0.01466	0.71216	0.000000662	0.01466	0.71216	0.000000662
2	0.784408	0.67309	0.00909	3.032E-08	0.68776	0.72125	6.923E-07
3	0.658057	0.03772	0.01424	4.645E-08	0.72548	0.73549	7.388E-07
4	0.287215	0.00268	0.1342	5.466E-07	0.72816	0.86968	0.000001285
5	0.250023	0.1336	0.00152	0.00001516	0.86175	0.8712	0.00001645
6	0.210109	5.894E-08	0.00002752	0.01907	0.86175	0.87122	0.01909
7	0.209083	1.371E-07	0.00000264	0.00067	0.86175	0.87123	0.01976
8	0.209022	9.394E-08	0.000004679	0.0004	0.86175	0.87123	0.02016
9	0.208975	4.098E-07	0.000007806	0.00043	0.86175	0.87124	0.02059
10	0.208924	7.028E-07	0.000006466	0.0005	0.86175	0.87125	0.02109
11	0.208885	3.353E-07	0.000002419	0.00018	0.86175	0.87125	0.02126
12	0.208845	2.634E-07	0.000001234	0.00009617	0.86175	0.87125	0.02136
13	0.208803	0.000000402	0.000001626	0.00059	0.86176	0.87125	0.02195
14	0.208771	4.685E-07	0.000001249	0.00042	0.86176	0.87125	0.02237
15	0.208736	1.585E-07	8.697E-08	0.00079	0.86176	0.87125	0.02316
16	0.199036	0.00014	0.00013	0.02194	0.8619	0.87138	0.0451
17	0.197393	0.0000136	0.000007888	0.00201	0.86191	0.87139	0.04711
18	0.197253	8.993E-08	1.358E-07	0.00016	0.86191	0.87139	0.04726
19	0.197229	0.000007319	0.000005082	0.00023	0.86192	0.87139	0.04749
20	0.197185	0.000005895	0.000004114	0.00024	0.86193	0.8714	0.04773
21	0.197151	5.348E-07	0.0000005	0.00011	0.86193	0.8714	0.04784
22	0.197124	0.000001505	0.000001308	0.00029	0.86193	0.8714	0.04812
23	0.197094	7.322E-07	6.408E-07	0.00046	0.86193	0.8714	0.04859
24	0.197069	0.000001132	9.203E-07	0.00011	0.86193	0.8714	0.0487
25	0.197039	0.000005098	0.00000403	0.00061	0.86194	0.8714	0.0493
26	0.196979	0.0081	0.00622	0.00044	0.87004	0.87762	0.04974
27	0.195569	0.00003525	0.00002609	0.00038	0.87007	0.87765	0.05012
28	0.173896	0.000004819	0.000003324	0.00263	0.87008	0.87765	0.05275
29	0.15125	0.0013	0.04593	0.000004596	0.87137	0.92358	0.05275
30	0.128411	0.05009	0.00054	0.0000735	0.92146	0.92412	0.05283

Ces résultats montrent que la participation modale du premier mode suivant la direction Y est prépondérante, ce qui donne un mode de translation selon cette direction tel que montré sur la figure IV.4. La même chose peut être constatée pour le deuxième mode suivant la direction X figure IV.5, et le troisième mode est une rotation autour de Z figure IV.6.

On remarque aussi que, la période fondamentale de vibration est inférieure à celle calculée par les formules empiriques du RPA majorée de 30%.

$$T_x = 1.3 \times 0.715 = 0.93s$$

$$T_y = 1.3 \times 0.715 = 0.93s$$

Nous représentons sur ces trois figures, les trois premiers modes de vibrations de notre structure.

- **1^{er} Mode de vibration de déformation (T=0.891s) : translation suivant y-y'**

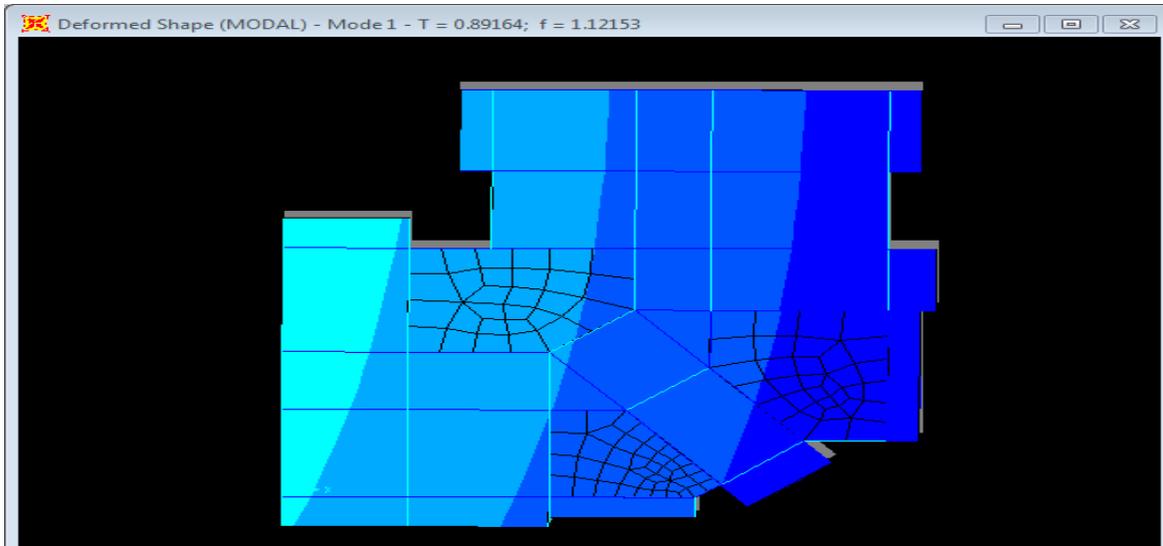


Figure IV.4 : premier mode de déformation (translation suivant y)(T=0.891sec)

- **2^{ème} mode de déformation (T=0.784s) : translation selon x-x'**

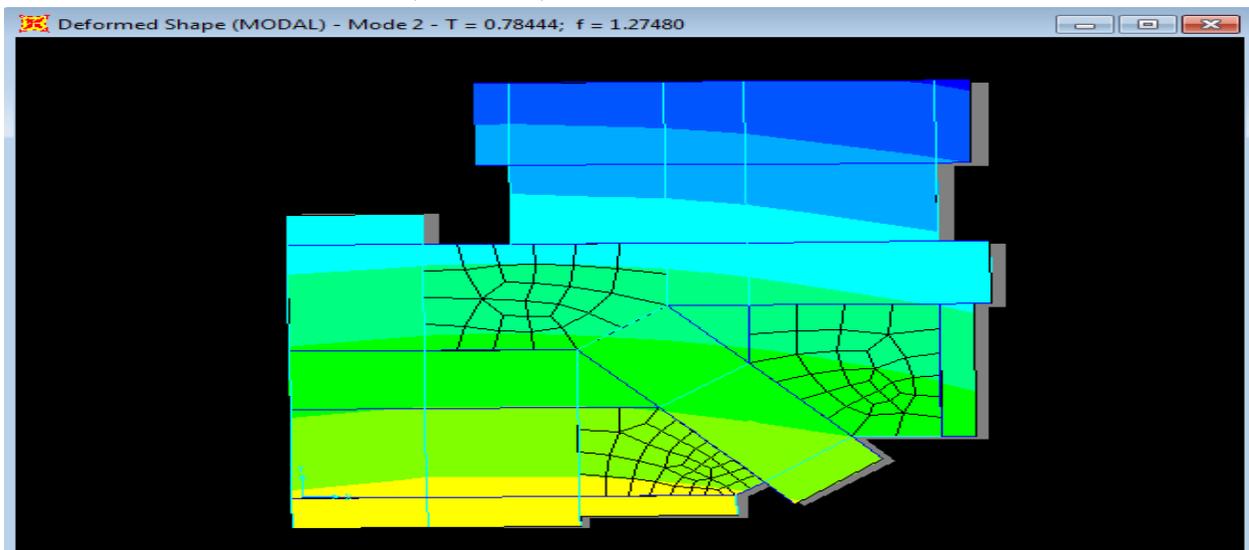


Figure IV.5: deuxième mode de déformation (translation suivant) (T=0.784 sec)

- **3^{ème} Mode de déformation (T=0.658s) : rotation selon z-z'**

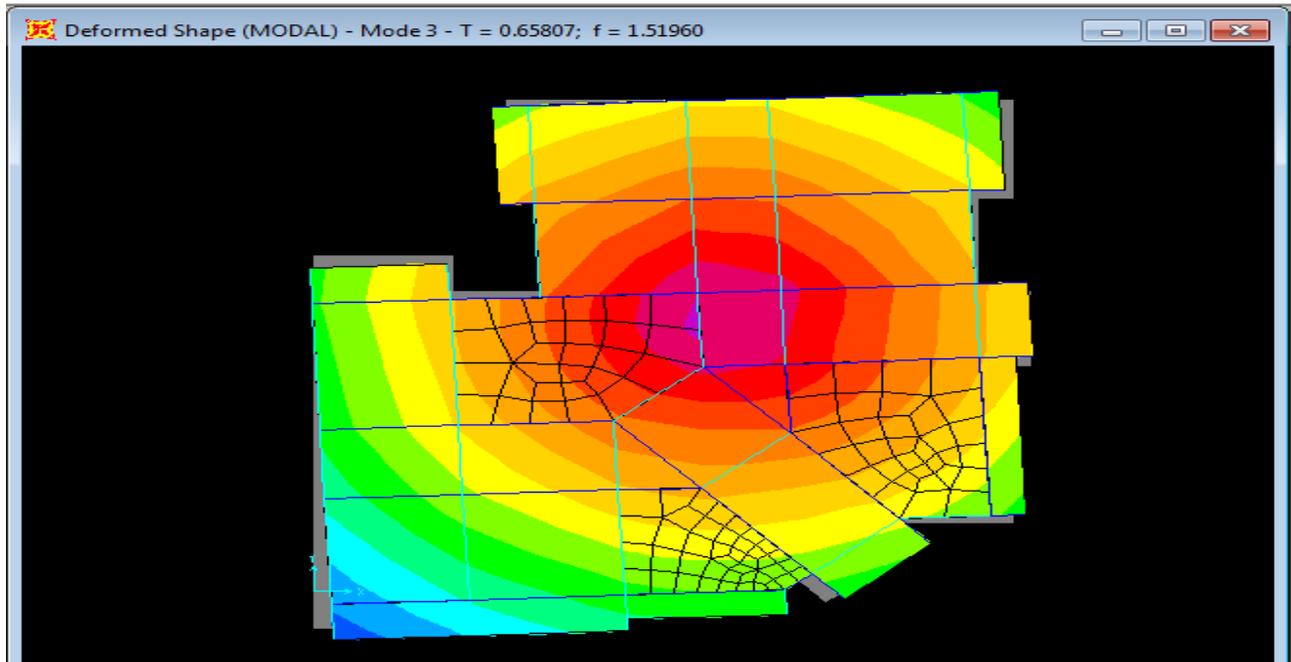


Figure IV.6 : troisième mode de déformation (rotation suivant z) (T=0.658 sec).

C. Vérification de la résultante des forces sismiques

En se référant à l'article 4-3-6 du RPA99/Version2003, qui stipule que la résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V_{st} , nous avons :

Tableau IV.3 : Vérification de l'effort tranchant à la base.

Forces sismiques	V statique (KN)	0.8Vstatique (KN)	V dynamique (KN)	Observation
Sens xx	1544.502	1235.601	1456.681	Vérifiée
Sens yy	1544.502	1235.601	1383.072	Vérifiée

D. Justification de l'interaction voiles portiques

Les charges horizontales et verticales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux.

Selon le RPA, les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% de l'effort vertical.

Les résultats obtenus montrent que l'interaction voile portique est vérifiée,

- **Sous charges verticales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 80\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 20\% \text{ Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles.}$$

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.4 : Charges verticales reprises par les portiques et les voiles.

Niveaux	Charge reprise		Pourcentage repris	
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	voiles (%)
RDC	23311.471	4303.006	84.417	15.582
Etage 1	21166.581	3874.568	84.527	15.472
Etage 2	18714.226	3603.367	83.854	16.145
Etage 3	15920.731	3237.76	83.100	16.899
Etage 4	13960.933	3022.184	82.204	17.795
Etage 5	11773.814	2649.657	81.629	18.370
Etage 6	9694.253	2214.192	81.406	18.593
Etage 7	7498.991	1866.15	80.073	19.926
Etage 8	5524.406	1404.73	79.727	20.272
Etage 9	3620.495	894.714	80.184	19.815
Etage 10	1680.18	428.438	79.681	20.318

On remarque que l'interaction sous charges verticales est vérifiée, sauf pour le dernier étage

- **Sous charges horizontales**

$$\frac{\sum F_{portiques}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \geq 25\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les portiques.}$$

$$\frac{\sum F_{voiles}}{\sum F_{portiques} + \sum F_{voiles}} \leq 75\% \text{ Pourcentage des charges horizontales reprises par les voiles.}$$

Tableau IV.5 : Charges horizontale reprises par les portiques et les voiles dans sens x-x.

Niveaux	Sens x-x			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	691.285	657.325	41.259	58.740
Etage 1	658.541	381.686	53.307	46.692
Etage 2	755.496	308.826	60.983	39.016
Etage 3	799.613	243.706	62.641	37.358

Etage 4	691.562	265.953	72.224	27.775
Etage 5	676.862	216.49	75.766	24.233
Etage 6	654.797	166.548	70.722	29.277
Etage 7	474.668	184.693	71.989	28.010
Etage 8	428.505	126.198	77.249	22.750
Etage 9	377.052	49.69	78.355	21.644
Etage 10	249.643	34.667	77.806	22.193

Tableau IV.6 : Charges horizontales reprises par les portiques et les voiles dans sens y-y.

Niveaux	Sens y-y			
	Portiques (KN)	Voiles (KN)	Portiques (%)	Voiles (%)
RDC	659.596	562.235	53.98422531	46.0157747
Etage 1	618.329	498.363	55.37149008	44.6285099
Etage 2	691.565	356.935	65.95755842	34.0424416
Etage 3	726.064	247.256	74.59663831	25.4033617
Etage 4	628.664	302.059	67.54576818	32.4542318
Etage 5	630.034	228.86	73.35410423	26.6458958
Etage 6	614.808	155.463	79.81710333	20.1828967
Etage 7	449.211	220.694	67.05592584	32.9440742
Etage 8	416.11	137.364	75.18149001	24.81851
Etage 9	364.554	55.401	70.80787227	29.1921277
Etage 10	237.862	55.938	70.96051736	29.0394826

On remarque que l'interaction sous charge horizontale est vérifiée pour tous les niveaux

E. Vérification de l'effort normal réduit

Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble due au séisme, l'effort normale de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} < 0.30 \quad \text{RPA99version 2003 (Art : 7.1.3.3)}$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normale de calcul s'exerçant sur une section de béton

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière

f_{c_j} : Est la résistance caractéristique du béton

Cette vérification donne les résultats suivants :

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normale réduit

Niveau	N _d	B _c	f _{cj}	V	Observation
	KN	cm ²	Mpa		
RDC	2675.128	2750	25	0.2818162	Vérifiée
Etage 1	1395.914	2250	25	0.24816249	Vérifiée
Etage 2	1086.283	1800	25	0.24139622	Vérifiée
Etage 3	887.968	1800	25	0.19732622	Vérifiée
Etage 4	680.009	1800	25	0.15111311	Vérifiée
Etage 5	513.679	1400	25	0.14676543	Vérifiée
Etage 6	397.264	1400	25	0.113504	Vérifiée
Etage 7	275.341	1400	25	0.07866886	Vérifiée
Etage 8	195.207	1050	25	0.07436457	Vérifiée
Etage 9	143.09	1050	25	0.05451048	Vérifiée
Etage 10	68.396	1050	25	0.02605562	Vérifiée

- **Analyse des résultats** : On remarque que le rapport v ne dépasse pas la valeur de 0.3, Donc les section des poteaux choisies sont suffisantes.

F. Vérification vis-à-vis des déplacements

Le déplacement horizontal à chaque niveau K de la structure est calculé par :

$$\delta_k = R \times \delta_{ek} \quad \text{RPA99 version 2003 (Article 4.4.3)}$$

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

R : Coefficient de comportement.

Le déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau $K-1$ est égal à : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

Avec : $\Delta_k < 1\% \times h_e$ RPA99 version 2003 (Article 5.10)

h_e : Étant la hauteur de l'étage.

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau IV.8 : Vérification des déplacements.

Niveaux	sens x-x						sens y-y				
	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	hk (m)	Δ_k / hk (%)	δ_{ek} (m)	δ_k (m)	δ_{k-1} (m)	Δ_k (m)	Δ_k / hk (%)
Etage 10	0.0187	0.094	0.087	0.0065	3.06	0.0021242	0.0208	0.104	0.0975	0.0065	0.0021242
Etage 9	0.0174	0.087	0.08	0.007	3.06	0.0022876	0.0195	0.0975	0.0895	0.008	0.0026144
Etage 8	0.016	0.08	0.072	0.008	3.06	0.0026144	0.0179	0.0895	0.0805	0.009	0.0029412
Etage 7	0.0144	0.072	0.063	0.009	3.06	0.0029412	0.0161	0.0805	0.071	0.0095	0.0031046
Etage 6	0.0126	0.063	0.0535	0.0095	3.06	0.0031046	0.0142	0.071	0.0605	0.0105	0.0034314
Etage 5	0.0107	0.054	0.043	0.0105	3.06	0.0034314	0.0121	0.0605	0.0495	0.011	0.0035948

Etage 4	0.0086	0.043	0.033	0.01	3.06	0.003268	0.0099	0.0495	0.038	0.0115	0.0037582
Etage 3	0.0066	0.033	0.023	0.01	3.06	0.003268	0.0076	0.038	0.027	0.011	0.0035948
Etage 2	0.0046	0.023	0.0135	0.0095	3.06	0.0031046	0.0054	0.027	0.0165	0.0105	0.0034314
Etage 1	0.0027	0.014	0.005	0.0085	3.06	0.0027778	0.0033	0.0165	0.0075	0.009	0.0029412
RDC	0.001	0.005	0	0.005	4.08	0.0012255	0.0015	0.0075	0	0.0075	0.0018382

D’après le tableau ci-dessus nous constatons que les déplacements relatifs des niveaux sont inférieurs au centième de la hauteur d’étage.

$$\Delta_{k\max} = 1.05\text{cm} < 1\% \times h_e = 3.06\text{cm} .$$

▪ **Justification vis-à-vis de l’effet P-Δ :**

L’effet P-Δ(effet de second ordre) est l’effet dû aux charges verticales après déplacement. Il peut être négligé si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = \frac{p_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0,1 ; \text{ Tel que : } \quad \text{RPA99version 2003(Article 5.9)}$$

p_k : Poids total de la structure et des charges d’exploitations associées au dessus du niveau « k » ;

avec : $p_k = \sum_{i=1}^n (W_{Gi} + \beta \times W_{Qi})$

v_k : Effort tranchant d’étage de niveau « k ».

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

h_k : Hauteur de l’étage « k ».

- Si $0,1 < \theta_k < 0,2$, l’effet P-Δ peut être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculée au moyens d’une analyse élastique du premier ordre par le facteur $\frac{1}{1 - \theta}$.
- Si $\theta_k > 0,2$ la structure est partiellement instable elle doit être redimensionnée.

Les résultats sont résumés dans le tableau ci-dessous :

Tableau IV.9 : Vérification a L’effet P-Δ.

Niveaux	hk (m)	Pk (KN)	sens x-x			sens y-y			Observation
			Δk (m)	Vk (KN)	θ(cm)	Δk (m)	Vk (KN)	θ(cm)	
Etage 10	3.06	1939.7	0.006	284.31	0.00720	0.0065	293.8	0.00916	Vérifiée
Etage 9	3.06	4035.77	0.007	426.742	0.01039	0.008	419.955	0.01207	Vérifiée
Etage 8	3.06	6138.43	0.008	554.703	0.01902	0.009	553.474	0.02144	Vérifiée
Etage 7	3.06	8261.105	0.009	659.361	0.02738	0.0095	669.905	0.02844	Vérifiée

Etage 6	3.06	10489.94	0.0095	821.345	0.03122	0.0105	770.271	0.03684	Vérifiée
Etage 5	3.06	12693.51	0.0105	893.352	0.04029	0.011	858.894	0.04390	Vérifiée
Etage 4	3.06	14936.8	0.01	957.515	0.04332	0.0115	930.723	0.05125	Vérifiée
Etage 3	3.06	16853.57	0.01	1043.319	0.04678	0.011	973.32	0.05516	Vérifiée
Etage 2	3.06	19638.02	0.0095	1064.322	0.049161	0.0105	1048.5	0.05515	Vérifiée
Etage 1	3.06	22038.87	0.0085	1040.227	0.05244	0.009	1116.69	0.0517	Vérifiée
RDC	4.08	26721.492	0.005	1348.61	0.02002	0.0075	1221.8	0.03315	Vérifiée

On remarque que les valeurs de θ_k inférieur à 0.1 donc l'effet P- Δ n'a pas d'influence sur la structure.

IV.4 Conclusion

Après la modélisation on a opté pour des voiles de 20 cm d'épaisseur pour avoir des translations dans les deux premiers modes, la satisfaction de l'interaction voiles-portiques et le taux de participation massique.

Après avoir disposer les voiles, toutes les exigences de RPA 99 version 2003 sont vérifiées (la période de vibration, le taux de participation ,le déplacement, l'effort réduit et l'effet P- Δ).

L'effort normal sur les poteaux se réduit respectivement selon l'étage, les sections de poteaux choisies dans le pré-dimensionnement sont vérifiées.

V.1 Introduction :

La superstructure est la partie supérieure du bâtiment, située au-dessus du sol. Elle est constituée de l'ensemble des éléments de contreventement : Les portiques (Poteaux – poutres) et les voiles. Ces éléments sont réalisés en béton armé, leur rôle est d'assurer la résistance et la stabilité de la structure avant et après le séisme, cependant ces derniers doivent être bien armés et bien disposés de telle sorte qu'ils puissent supporter et reprendre tous genres de sollicitations.

V.2. Étude des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux destinés à reprendre et transmettre les sollicitations (efforts normaux et moments fléchissant) à la base de la structure. Leurs ferraillements se fait à la flexion composée selon les combinaisons de sollicitations les plus défavorables introduites dans le logiciel SAP2000.V14.2.2 dans l'ordre suivant : **(RPA99/2003 (Art 5.2))**.

- ✓ $1.35 G + 1.5 Q$(1)
- ✓ $G + Q$(2)
- ✓ $G + Q + E$(3)
- ✓ $G + Q - E$(4)
- ✓ $0.8 G + E$(5)
- ✓ $0.8G - E$(6)

Les armatures sont déterminées suivant les sollicitations suivantes :

1. Effort normal maximal et le moment correspondant : $(N_{\max} \rightarrow M_{\text{corr}})$
2. Effort normal minimal et le moment correspondant : $(N_{\min} \rightarrow M_{\text{corr}})$
3. Moment maximum et effort normal correspondant : $(M_{\max} \rightarrow N_{\text{corr}})$

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.
- ✓ Leur pourcentage minimal sera de : $0.8 \% \times b_1 \times h_1$ en zone IIa
- ✓ Leur pourcentage maximal sera de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- ✓ Le diamètre minimum est de 12mm.
- ✓ La longueur minimale des recouvrements est de 40ϕ en zone IIa.
- ✓ La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser : 25cm en zone (II_a).
- ✓ Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales (zones critiques).

La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (V.1).

$$h' = \text{Max} \left(\frac{h_c}{6}; b_1; h_1; 60 \text{ cm} \right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : La hauteur d'étage.

b_1, h_1 : Dimensions de la section transversale du poteau.

Les valeurs numériques des armatures longitudinales relatives aux prescriptions du RPA99/V2003 sont apportées dans le tableau suivant :

Tableau V.1: Armatures longitudinales minimales et maximales dans les poteaux.

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
S-SOL et RDC	55*50	22	110	165
1,2et3	50*45	18	90	135
4,5et6	45*40	14.4	72	108
7,8et9	40*35	11.2	56	84
10	35*30	8.4	42	63

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 déterminé dans la formule précédente; par ailleurs la valeur max de cet espacement est fixée comme suit :
 - **Dans la zone nodale** : $t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15 \text{ cm})$. 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'élancement géométrique du poteau

$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$; Avec a et b, 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 10ϕ 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 dans les poteaux sont extraites du logiciel Sap2000 qui a été utilisé dans la modélisation au chapitre étude au séisme

Les résultats obtenus sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.2 : Les sollicitations dans les poteaux.

Niveaux	co mb	Mmax, N _{corr}		Co mb	Nmax, M _{corr}		co mb	N _{min} , M _{corr}		V (KN)
		M(KN. m)	N (KN)		N (KN)	M(K N.m)		N(KN)	M(KN. m)	
S-SOL et RDC	3	79.91	2046.39	3	2675.12	68.78	5	749.93	28.19	139.95
1,2et3	3	86.73	714.63	3	1395.91	17.38	5	278.01	7.71	172.91
4,5et6	3	66.92	479.61	1	888.32	15.75	5	26.45	5.01	154.99
7,8 et 9	3	46.61	72.63	1	481.61	14.14	5	38.56	13.47	115.80
10	3	29.34	76.08	1	119.16	6.52	3	25.77	2.61	25.32

V.2.3.Ferraillage des poteaux :

A. Armatures longitudinales

Les poteaux sont ferrailés par le maximum obtenu, après comparaison entre les ferrailages donnés le RPA en zone IIa, le logiciel Sap2000, et c'elles de logiciel SOCOTEC.

les résultats des ferrailages adopté sont résumés dans le tableau suivant:

Tableau V.3 : Résultats des Armatures longitudinales dans les poteaux

Niv	Section (cm ²)	N (KN)	M(KN)	A _{sup}	A _{inf}	A _{min} RPA	A _{SAP}	A _{adop}	Barres
S-SOL et RDC	55*50	2675.12	68.78	00	00	22	31.13	33.17	8T20+4T16
		2046.39	79.91	00	00				
		749.93	28.19	9.13	12.43				
1,2 et 3	50*45	1395.91	17.38	00	00	18	22.50	28.65	4T20+8T16
		714.63	86.73	00	00				
		278.01	7.77	3.49	4.5				
4,5 et 6	45*40	888.32	15.75	00	00	14.4	18.00	20.61	4T20+4T16
		479.61	66.92	00	00				
		26.45	5.01	00	1.65				
7,8 et 9	40*35	481.61	14.14	00	00	11.2	14.00	14.20	4T16+4T14
		72.63	46.61	00	00				
		38.56	13.47	0.01	0.65				
10	35*30	119.16	6.52	00	00	8.4	10.50	12.32	8T14
		76.08	29.34	00	00				
		25.77	2.61	0.1	0.56				

B. Armatures transversales

Les armatures transversales sont déterminées grâce aux formules du RPA, Les résultats de calcul sont donnés sur le tableau suivant :

Tableau V.4 : Armatures transversales dans les poteaux

Niveaux	S-Sol RDC	1,2et3	4,5et6	7,8et9	10
Section(cm²)	55*50	50*45	45*40	40*35	35*30
ϕ_l^{max} (cm)	2	2	2	1.6	1.4
ϕ_l^{min} (cm)	1.6	1.6	1.6	1.4	1.4
l_f (cm)	285.6	214.2	214.2	214.2	214.2
λ_g	5.71	4.76	5.35	6.12	7.14
V_u (KN)	139.95	172.91	154.99	115.80	25.32
t zone nodale (cm)	15	15	15	14	14
t zone courante (cm)	20	20	20	20	20
ρ_a	2.5	3.75	2.5	2.5	2.5

$A_t(\text{cm}^2)$	3.18	4.48	4.30	3.61	0.90
$A_t^{\text{min}}(\text{cm}^2)$ zone nodale	2.25	1.98	1.8	1.57	1.35
$A_t^{\text{min}}(\text{cm}^2)$ zone courante	3	2.6	2.4	2.1	1.8
$A_t^{\text{adp}}(\text{cm}^2)$	2.01	2.01	2.01	2.01	2.01
Sections transversales	4T8	4T8	4T8	4T8	4T8

Conformément au RPA99/2003 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit vérifier la condition suivante : $\phi_t \geq \frac{\phi_t^{\text{max}}}{3}$

Ce qui est vérifié pour notre cas, puisque nous avons $\phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66\text{mm}$.

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.

La vérification se fait pour le poteau le plus sollicité à chaque niveau (puisque la section des poteaux et l'effort normal varient d'un étage à un autre).

• Exemple de calcul

$$N_{\text{max}} = 1605.717\text{KN}.$$

$$N_U = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right].$$

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.

$$\alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \dots \text{Si } \lambda < 50 \\ 0.6 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2 & \dots \text{Si } \lambda > 50 \end{cases} \quad \lambda = \frac{l_f}{i}$$

l_f : Longueur de flambement, l_0 : hauteur libre d'étage.

i : rayon de giration

$$i = \left(\frac{I}{A}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{b \times h^3}{12bh}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{h^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}} = \left(\frac{0.55^2}{12}\right)^{\frac{1}{2}}$$

$$\Rightarrow i = 0.158\text{m}$$

$$B_r = (0.55 - 0.02) \times (0.50 - 0.02) = 0.2544\text{m}^2$$

$$N_U = 0.807 \times \left[\frac{0.2544 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 33.17 \times 10^{-4} \times \frac{400}{1.15} \right]$$

$$\Rightarrow N_U = 4732.93 \text{ KN}$$

$$N_{\max} = 1605.717 \text{ KN} < N_U \rightarrow \text{Pas de risque de flambement.}$$

Les résultats des calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.5 : Justification de l'effort normal ultime et l'effort normal maximum

Niveaux	Section (cm ²)	L ₀ (m)	I _f (m)	λ	A	A _s (cm ²)	B _r (cm ²)	N _{max} (KN)	N _u (KN)
S-Sol RDC	55x50	4.0 8	2.85	14. 86	0.8 07	33.1 7	2544	1605.717	4732. 93
1,2et3	50*45	3.0 6	2.14	18. 81	0.8 20	28.6 5	2544	915.919	4680. 25
4,5et6	45*40	3.0 6	2.1 4	13. 90	0.8 13	20.6 1	2304	562.964	4051. 61
7,8et9	40*35	3.0 6	2.1 4	14. 92	0.8 04	14.2 0	2064	257.662	3470. 17
10	35*30	3.0 6	2.1 4	14. 92	0.7 91	12.3 2	1849	102.728	3047. 40

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.

$$\sigma_{b1} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser}}{I_{gg}} v \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

$$I_{gg} = \frac{b}{3} \times (v^3 + v'^3) + 15 \times A'_s \times (v - d')^2 + 15 \times A_s \times (d - v)^2$$

$$V = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + 15(A' \times d' + A \times d)}{s} \text{ et } V' = h - V$$

$$B = b \times h + 15 \times A_s$$

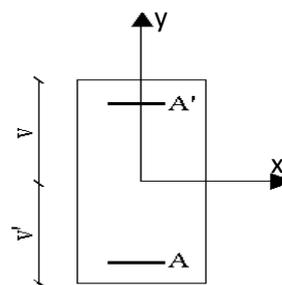


Figure V.2 : Section d'un poteau

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau V.6 : Vérification des contraintes dans le béton

Niveau	S-SOL RDC	1,2et3	4,5et6	7,8et9	10
Section (cm ²)	55X50	50X45	45X40	40X35	35X30
d (cm ²)	50	45	40	35	30
A _s (cm ²)	25.12	25.12	20.60	20.60	16.08
A _s ' (cm ²)	0	0.51	1.33	0	0.89
V (cm)	30.22	26.69	27.55	24.92	24.67
V' (cm)	24.8	22.45	22.45	20.08	20.33
I _{gg} (m ⁴)	0.0085	0.0063	0.0058	0.0043	0.0037
B (cm ²)	3120	2870	2550	2330	2040
N _{ser} (KN)	1171.03	667.85	410.44	187.99	41.22
M _{ser} (KN. m)	10.53	15.47	13.02	14.22	3.26
σ _{bc} (MPa)	6.18	6.05	5.76	4.88	4.10
σ̄ _{bc} (MPa)	15	15	15	15	15

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 tangentes :

Selon le RPA99/2003 (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 :

$$\tau_{bu} \leq \bar{\tau}_{bu} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} \quad \text{avec : } \rho_d = \begin{cases} 0.075 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a} \quad \text{ou} \quad \lambda_g = \frac{l_f}{b}$$

$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b*d}$: La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton sous combinaison sismique.

Les résultats de calculs effectués sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V.7 : Vérification des sollicitations tangentes

Niveaux	Section (cm ²)	l _f (m)	λ _g	ρ _d	d (cm)	V _u (KN)	τ _{bu} (MPa)	τ̄ _{bu} (MPa)
S-Sol RDC	55×50	2.85	5.71	0.075	50	139.95	0.0559	1.875
1,2et3	50×45	2.14	4.76	0.04	45	172.91	0.0853	1
4,5et6	45×40	2.14	5.35	0.075	40	154.99	0.0968	1.875

7,8et9	40x35	2.14	6.12	0.075	35	115.80	0.0945	1.875
10	35x30	2.14	7.14	0.075	30	25.32	0.0281	1.875

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

$$L = 10 \times \phi_t = 10 \times 1 = 10 \text{ cm}$$

▪ Longueur de recouvrement

$$L_r \geq 40 \times \phi :$$

$$\phi = 20 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 2 = 80 \text{ cm.}$$

$$\text{On adopte : } L_r = 100 \text{ cm.}$$

$$\phi = 16 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.6$$

$$\text{On adopte : } L_r = 70 \text{ cm.}$$

$$\phi = 14 \text{ mm} \rightarrow L_r = 40 \times 1.4$$

$$\text{On adopte : } L_r = 60 \text{ cm.}$$

▪ 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 :

$$h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; h_1; b_1; 60 \text{ cm}\right)$$

$$l' = 2 \times h$$

h_e : Hauteur de chaque niveau.

h : Hauteur de la poutre principale (40 cm).

$$\text{S-Sol : } \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{RDC : } \begin{cases} h' = 68 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\text{Habitation : } \begin{cases} h' = 60 \text{ cm} \\ l' = 80 \text{ cm} \end{cases}$$

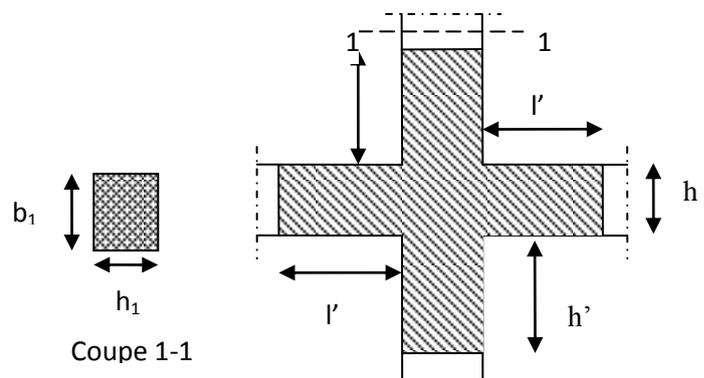


Figure V.2 : zone nodal

V.2.6. Schémas de ferrailage des poteaux :

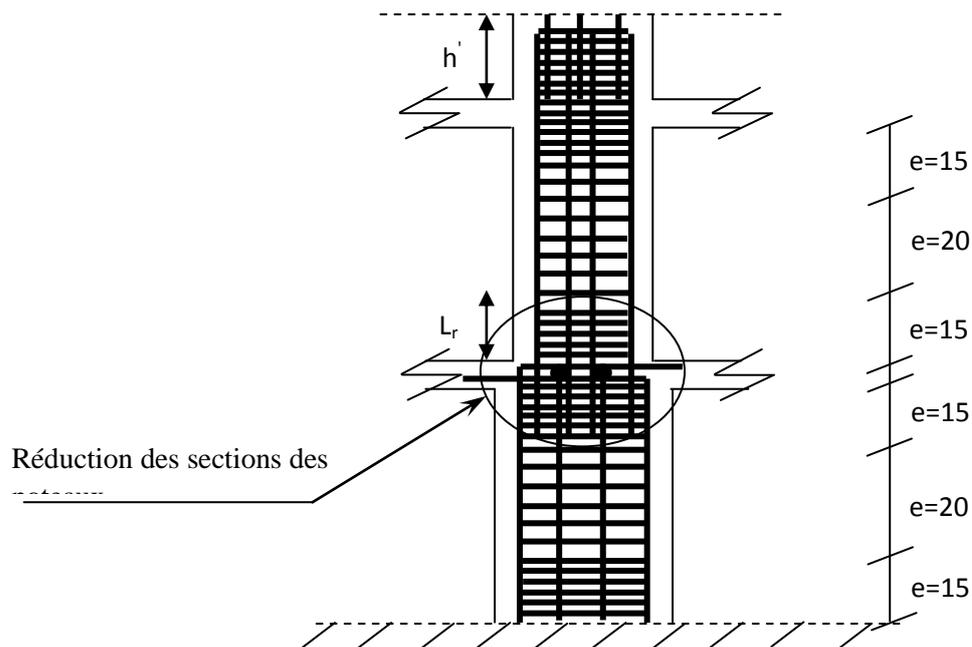
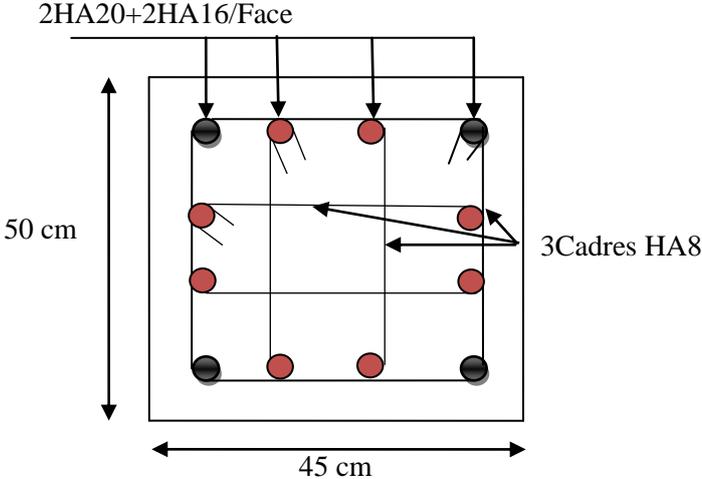
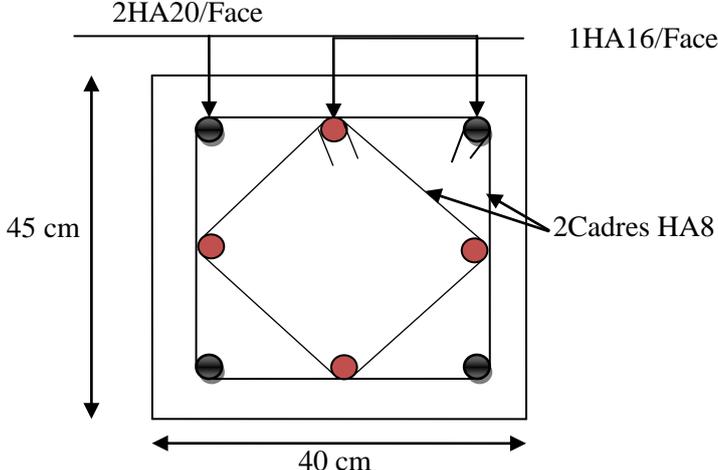
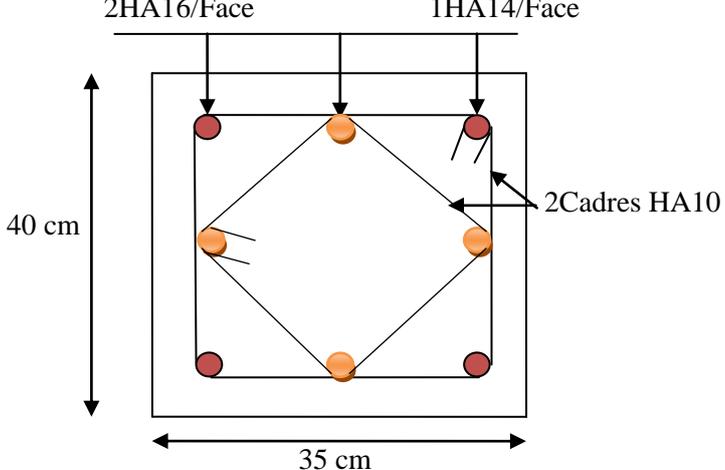
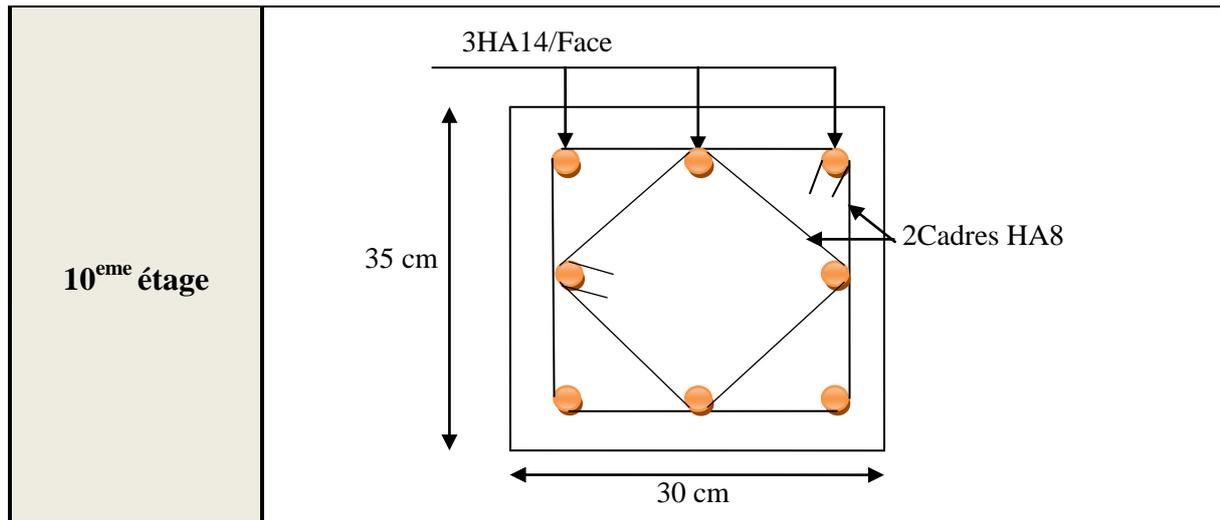


Figure V.3 :schémas principe de ferrailage et de réduction de section des poteaux

Niveau	Schéma de ferrailage des poteaux
<p>Sous Sol et RDC</p>	<p>4HA20/Face</p> <p>55 cm</p> <p>50 cm</p> <p>3Cadres HA8</p> <p>2HA16/Face</p>

<p>1^{er}, 2^{eme} et 3^{eme} étage</p>	 <p>2HA20+2HA16/Face</p> <p>50 cm</p> <p>45 cm</p> <p>3Cadres HA8</p>
<p>4^{er}, 5^{eme} et 6^{eme} étage</p>	 <p>2HA20/Face</p> <p>1HA16/Face</p> <p>45 cm</p> <p>40 cm</p> <p>2Cadres HA8</p>
<p>7^{er}, 8^{eme} et 9^{eme} étage</p>	 <p>2HA16/Face</p> <p>1HA14/Face</p> <p>40 cm</p> <p>35 cm</p> <p>2Cadres HA10</p>



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.

Après détermination des sollicitations (M, T), on procède au ferrailage en respectant les prescriptions données par le *RPA99/2003* et celles données par le *BAEL91*.

Les poutres sont étudiées en tenant compte des efforts données par le logiciel SAP2000, combinés par les combinaisons les plus défavorables données par le *RPA99/2003* suivantes :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
 - ✓ $G + Q$
 - ✓ $G + Q + E$
 - ✓ $0.8 \times G + E$
 - ✓ $0.8 \times G - E$
- RPA99/2003 (article 5.2)*

V.3.1. Recommandation du RPA99/2003 :

A. Coffrage :

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ b_{\max} \leq 1.5h + b_1 \end{cases} \quad \text{et} \quad \frac{h}{b} \leq 4 \quad \text{RPA99/2003 (article 7.5.1)}$$

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 Π_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.

C. Dispositions constructives des portiques : RPA 99 :

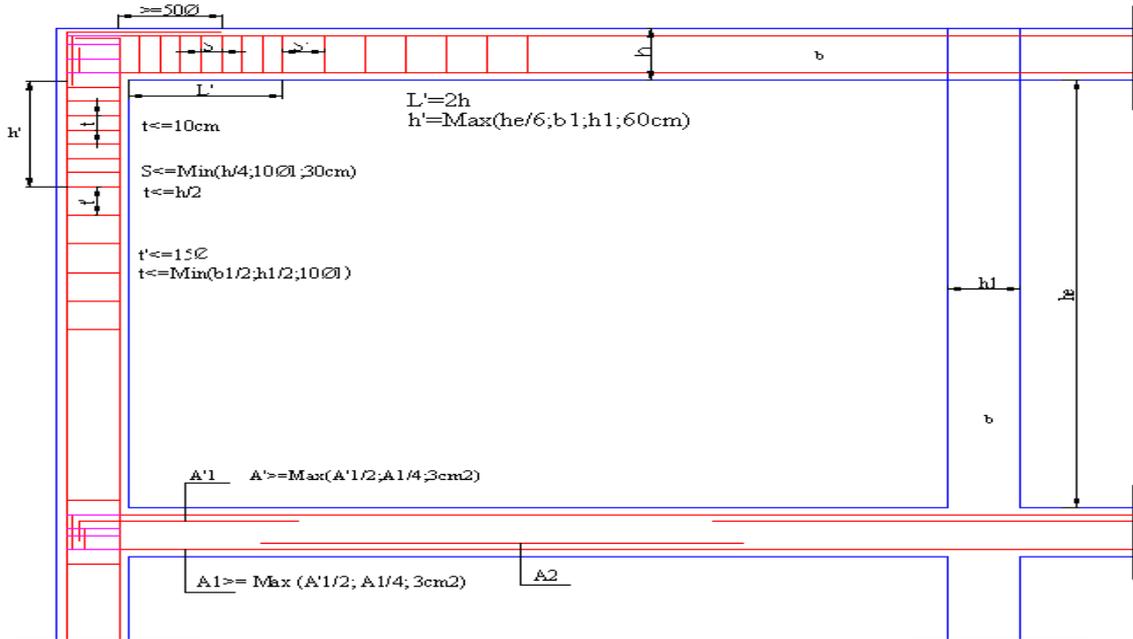


Figure V.4. Dispositions constructives des portiques

V.3.2. Ferrailage des poutres :

V.3.2.1. Sollicitation de calculs :

Les sollicitations de calcul les plus défavorables sont représentées dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.8: Les sollicitations les plus défavorables dans les poutres principales et secondaires.

Niveau	Poutre principale			Poutre secondaire		
	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)	$M_{travée}$ (KN.m)	M_{appuis} (KN.m)	V (KN)
RDC et Sous-sol	83.65	92.77	134.62	53.44	58.63	63.73
Etages courant	66.08	76.3	118.25	54.92	56.57	48.6
Terrasse inaccessible	25.9	50.9	63.9	28.27	33.93	56.12

V.3.2.2. 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.

Tableau V.9 : Les armatures longitudinales dans les poutres principales et secondaire

Niveau	type	section	Localisation	$A_{cal}(cm^2)$	$A_{min} cm^2$	A_{adopt}	N^{me} de barre
Sous-sol, RDC	PP	40*30	Travée	6.93	6	8.01	3HA12 +3HA14
			Appui	7.77		8.01	3HA12 +3HA14
	PS	35*30	Travée	5.25	5.25	6.78	6HA12
			Appui	5.8		6.78	6HA12
Etages courants	PP	40*30	Travée	5.48	6	8.01	3HA12 +3HA14
			Appui	6.39		8.01	3HA12 +3HA14
	PS	35*30	Travée	5.30	5.25	6.78	6HA12
			Appui	5.48		6.78	6HA12
Terrasse inaccessible	PP	40*30	Travée	2.06	6	6.78	6HA12
			Appui	4.15		6.78	6HA12
	PS	35*30	Travée	2.63	5.25	6.78	6HA12
			Appui	3.18		6.78	6HA12

❖ **Longueur de recouvrement :**

- $L_r \geq 40 \Phi_l$ **RPA/2003 Art (7.5.2.1).**
- $\Phi_l = 14mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.4 = 56cm$, on adopte: $L_r = 60cm$.
- $\Phi_l = 12mm \rightarrow L_r \geq 40 \times 1.2 = 48cm$, on adopte: $L_r = 50cm$.

Pourcentage total maximum des aciers longitudinaux:

• **Poutres principales :**

En zone courante : $A_{max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 40 \times 30 = 48cm^2 > A_{adoptée}$

En zone de recouvrement : $A_{max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 40 \times 30 = 72cm^2 > A_{adoptée}$

- **Poutres secondaires :**

En zone courante : $A_{\max} = 4\%b \times h = 0.04 \times 35 \times 30 = 42\text{cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

En zone de recouvrement : $A_{\max} = 6\%b \cdot h = 0.06 \times 35 \times 30 = 63\text{cm}^2 > A_{\text{adoptée}}$

V.3.2.3. Les armatures transversales :

$$\phi \leq \min\left(\phi^{\min}_t; \frac{h}{35}; \frac{b}{10}\right) \text{BAEL91(article H.III.3).}$$

- ✓ **Poutres principales :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{40}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1.14 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- ✓ **Poutres secondaires :**

$$\phi \leq \min\left(1.2; \frac{35}{35}; \frac{30}{10}\right) \leq 1 \Rightarrow \phi = 8\text{mm}.$$

Donc on prend $\phi_t = 8\text{mm} \Rightarrow A_t = 4T8 = 2.01\text{cm}^2$ (un cadre et un étrier).

- Calcul des espacements des armatures transversales :

- ❖ **Poutres principales :**

Selon le **RPA99Art (7.5.2.2)** :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t^{\min}; 30\text{cm}\right).$

$$S_t \leq \min(10, 14, 4) = 10\text{cm} \quad \text{Soit : } S_t = 10\text{ cm}$$

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20\text{cm}$

$$\text{Soit : } 15\text{cm}$$

- ❖ **Poutres secondaire**

Selon le **RPA99Art (7.5.2.2)** : $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \times \phi_t^{\min}; 30\text{cm}\right).$

- **Zone nodale :** $S_t \leq \min(8, 75; 14, 4) = 8, 75\text{ cm}$

$$\text{Soit : } S_t = 8,5\text{cm}$$

- **Zone courante :** $S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5\text{cm}$

$$\text{Soit : } 15\text{cm}$$

a. Vérification des sections d'armatures transversales

On vérifie que : $A_t^{\min} = 0.003 \times S_t \times b$ (Art 7.5.2.2)

Pour nos poutres (principales et secondaires) nous avons :

$$A_t^{\min} = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 \leq 2.01 \text{ cm}^2 . \quad \text{Vérfiée.}$$

V.3.3. Vérifications à l'ELU :

V.3.3.1. Vérification des contraintes tangentielles :

La vérification à faire vis-à-vis de la contrainte tangentielle maximale est celle relative à la fissuration peu nuisible:

$$\tau = \frac{V_u}{b \times d} \quad \text{Tel que : } \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.25 \text{ MPa}$$

Tableau V.10 : Vérification des contraintes tangentielles.

Poutres	V_u (Kn)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Principales	118.25	1.06	3.25	Vérfiée
Secondaires	56.12	0.58	3.25	Vérfiée

donc : Pas de risque de cisaillement

V.3.3.2. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement:

✓ en appui de rives : $A_l > \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e}$

✓ en appui intermédiaires : $A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \times \left(V_u - \frac{M_a}{0.9 \times d} \right)$

Tableau V.11. Vérification des armatures longitudinales au cisaillement

Poutres	A_L (cm ²)	V_u (KN)	M_a (KN.m)	A_l^{rive} (cm ²)	A_l^{int} (cm ²)	Observation
Principales	8.01	118.25	76.3	3.39	5.98	Vérfiée
Secondaires	6.78	56.12	56.57	1.61	4.03	Vérfiée

V.3.4. Vérifications à l'ELS :

• L'Etat limite d'ouvertures des fissures :

Aucune vérification à faire car la fissuration est peu préjudiciable.

V.3.4.1. Etat limite de compression du béton :

$$\frac{b}{2} y^2 + 15 A_s y - 15 d A_s = 0; \quad \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y; \quad \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

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

Tableau V.12 : Vérification de la contrainte limite de béton

Poutres	Localisation	M _{ser} (KN.m)	I (cm ⁴)	Y (cm)	σ _{bc} (MPa)	Observation
Poutres principales	Appuis	36.62	0.188	0.009	4.44	Vérifiée
	Travées	94.38	0.172	0.0083	7.23	Vérifiée
Poutres secondaires	Appuis	23.61	0.107	0.0037	4.40	Vérifiée
	Travées	18.83	0.105	0.0036	3.86	Vérifiée

V.3.4.2. Vérification de la flèche :

Nous allons évaluer la flèche selon les règles du **BAEL 91(Article B.6.5)** et du **CBA 93**.

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

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16}$$

$$\checkmark \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0}$$

$$\checkmark \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec :

$$M_t = 0.75 M_0 \Rightarrow \frac{M_t}{10 \times M_0} = \frac{0.75 \times M_0}{10 \times M_0} = \frac{0.75}{10} = 0.075$$

Tableau V.13. Vérification de la flèche pour les poutres

	h _t cm	B C m	L cm	A _s cm ²	h _t /L	$\frac{M_t}{10 \times M_0}$	$\frac{A_s}{b \times d}$	$\frac{4.2}{f_e}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{1}{16}$	$\frac{h_t}{l} > \frac{M_t}{10 \times M}$	$\frac{A_s}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$
pp	40	30	5.22	5.48	7.66	0.075	0.0049	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée
PS	35	30	4.17	5.3	8.39	0.075	0.0055	0,01	Vérifiée	Vérifiée	Vérifiée

V.3.5. Schémas de ferrailage des poutres

❖ Poutre principale :

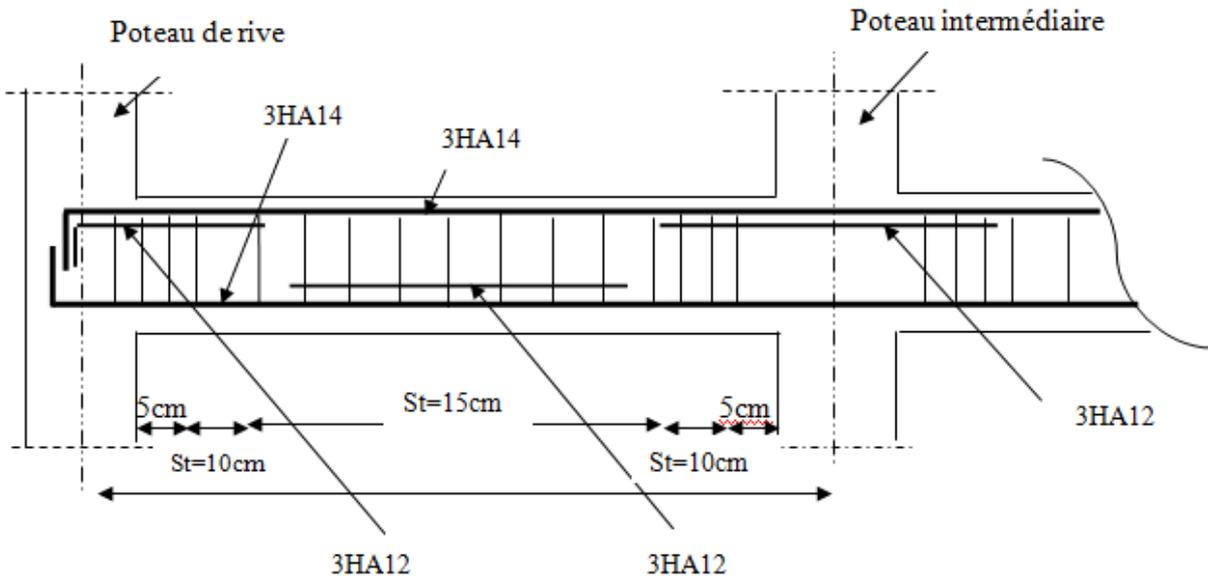


Figure V.5 :schéma de ferrailage de la poutre principale

❖ Poutre secondaire :

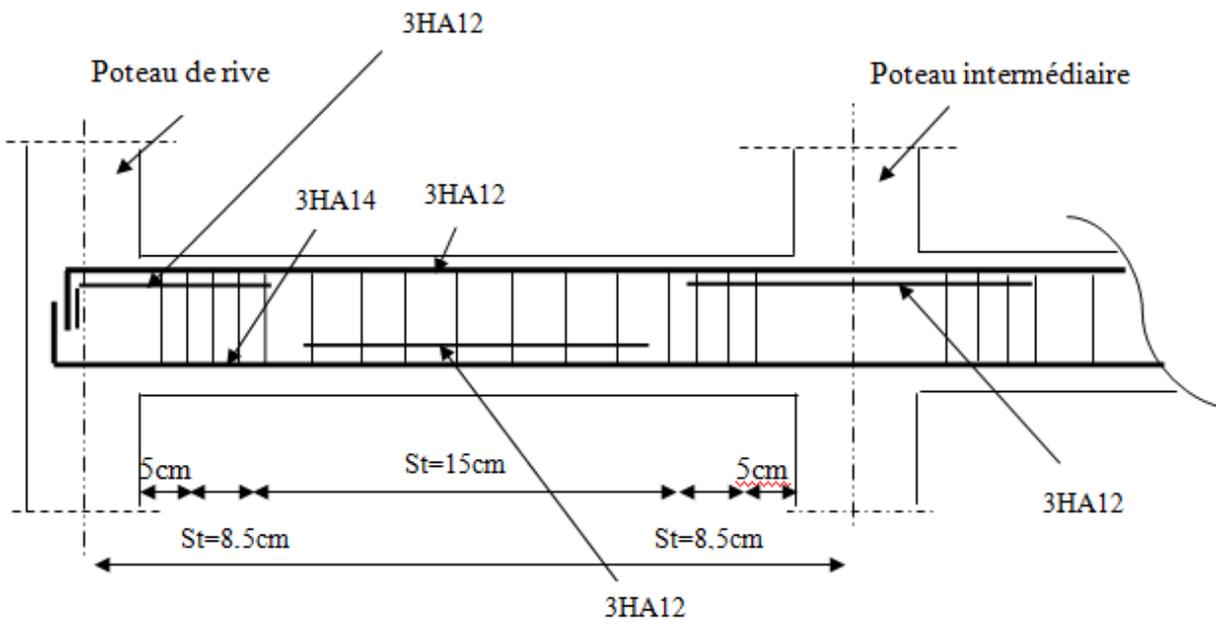


Figure V.6 :schéma de ferrailage de la poutre secondaire

Tableau V.14. Section de ferrailage des poutres

	En appuis	En travées
PP	<p>3HA14 3HA12 1Etrier HA8 1CadreHA8 3HA14</p>	<p>3HA14 1Cadre HA8 1Etrier HA8 3HA12 3HA14</p>
PS	<p>6HA12 1Cadre HA8 1Etrier HA8 3HA12</p>	<p>3HA12 1Cadre HA8 1Etrier HA8 6HA12</p>
<p>Les poutres de RDC et des étages habitation.</p>		

V.3.6. Vérification des zones nodales :

Il convient de vérifier pour les portiques participant au système de contreventement et pour chacune des orientations de l'action sismique que la somme des moments résistants ultimes des extrémités de poteaux ou montants aboutissant au nœuds est au moins égale en valeur absolue à la somme des valeurs absolues des moments résistants ultimes des extrémités des poutres ou traverses affectés d'un coefficient de majoration de :1,25.

Cette disposition tend à faire en sorte que les rotules plastiques dans les poutres et non dans les poteaux. Le **RPA99/2003 (Art 7.6.2)** exige de vérifier : [1]

$$|M_N| + |M_s| \geq 1.25 (M_w + M_e)$$

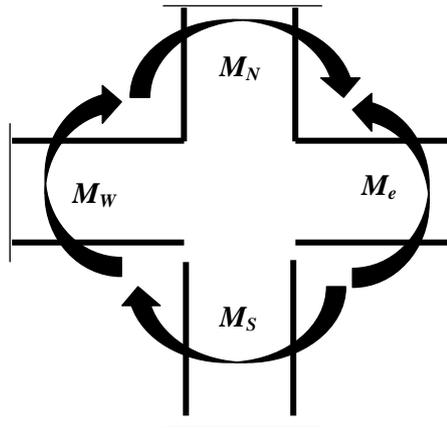


Figure V.7 : Zone nodale

V.3.6.1 Détermination des moments résistants :

Le moment résistant « M_r » d'une section de béton dépend essentiellement :

- ✓ Des dimensions de la section ;
- ✓ De la quantité d'armatures dans la section ;
- ✓ De la contrainte limite élastique des aciers.

$$M_r = Z \times A_s \times (f_e / \gamma_s) ; \quad Z = 0,85 \times h$$

- $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$

A. Détermination du moment résistant dans les poteaux

Les résultats de calcul des moments résistants dans les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.15 : Moments résistant dans les poteaux :

Niveau	Section (cm ²)	Plan	Z (m)	As (cm ²)	M _R (KN.m)
RDC	55x50	XX'	0.467	33.17	539.06
		YY'	0.425		490.58
1.2et3	50x45	XX'	0.425	28.65	423.73
		YY'	0.382		380.86
4.5et6	45x40	XX'	0.382	20.61	273.98
		YY'	0.34		243.85

7.8et9	40x35	XX'	0.34	14.20	168.01
		YY'	0.297		146.76
10	35x30	XX'	0.297	12.32	127.33
		YY'	0.255		109.32

B. Détermination du moment résistant dans les poutres :

Tableau V.16. Les moments résistants dans les poutres :

Niveau	Type	Section (cm)	Z(m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$M_r(\text{KNm})$
Sous-sol	PP	30x40	0.34	8.01	94.77
	PS	30x35	0.297	6.78	70.07
Etage d'habitation	PP	30x40	0.34	8.01	94.77
	PS	30x35	0.297	6.78	70.07
Terrasse	PP	30x40	0.34	6.78	80.22
	PS	30x35	0.297	6.78	70.07

V.3.6.2 Vérification des zones nodales :

Après avoir calculé les moments résistants dans les poteaux et les poutres, on va maintenant effectuer la vérification et celle-ci va être disposée sous forme de tableaux.

Tableau V.17 : Vérification de la zone nodale dans les différents étages

Niveaux	plan	M_n (KN.m)	M_s (KN.m)	M_n+M_s (KN.m)	$M_w = M_e$ (KN.m)	$1,25(M_w+M_e)$ (KN.m)	Vérification
R D C	PP	423.7	539.6	963.4	94.8	236.9	Vérifiée
	PS				70.2	175.5	Vérifiée
1 ^{ème} , 2 ^{ème} et 3 ^{ème} étage	PP	274.3	423.7	698.1	94.8	236.9	Vérifiée
	PS				70.2	175.5	Vérifiée
4 ^{ème} 5 ^{ème} et 6 ^{ème} étage	PP	168.00	274.3	442.4	94.8	236.9	Vérifiée
	PS				70.2	175.5	Vérifiée
7 ^{ème} 8 ^{ème} et 9 ^{ème} étage	PP	127.5	168.00	295.6	94.8	236.9	Vérifiée
	PS				70.2	175.5	Vérifiée

La vérification des zones nodales est justifiée ; donc les rotules plastiques vont se former dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

V.4. Etude des voiles :

Le RPA 99/ 2003(3.4.A.1.a), 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 de contreventement peuvent être définis comme étant des éléments verticaux qui sont destinés à reprendre, outre les charges verticales (au plus 20%), les efforts horizontaux (au plus 75%) grâce à leurs rigidités importantes dans leurs plan. Ils présentent deux plans l'un de faible inertie et l'autre de forte inertie ce qui impose une disposition dans les deux sens (x et y).

Un voile travaille comme une console encastree à sa base, on distingue deux types de voiles qui ont des comportements différents :

- ✓ Voiles élancés : $\frac{h}{l} > 1.5$
- ✓ Voiles courts : $\frac{h}{l} < 1.5$

Un voile est sollicité en flexion composée avec un effort tranchant, d'où on peut citer les principaux modes de rupture suivants :

- Rupture par flexion.
- Rupture en flexion par effort tranchant.
- Rupture par écrasement ou traction du béton.

V.4.1. Recommandation du RPA :

- ✓ $1.35 \times G + 1.5 \times Q$
- ✓ $G + Q$
- ✓ $G + Q + E$
- ✓ $0.8 \times G + E$

RPA99/ 2003 (article 5.2)

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 : $A_{min} = 0.20\% (L_t \times e)$
 L_t : Longueur de la zone tendue.
 e : épaisseur du voile.
- ✓ Les barres verticales des zones extrêmes doivent être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement $s_t < e$ (e : épaisseur de voile).
- ✓ A chaque extrémités du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la largeur du voile.
- ✓ Les barres du dernier niveau doivent être munies des crochets à la partie supérieure.

B. 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 10ϕ .

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 :

$$A_{vj} = 1.1 \times \frac{V}{f_e}; \text{ avec : } V = 1.4 \times V_u$$

Règles communes (armatures verticales et horizontales) :

- ✓ Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) :
 - $A_{\min} = 0.15\%$ de la section du voile, dans la section globale du voile.
 - $A_{\min} = 0.10\%$ de la section du voile, 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 et possible.
 - 20ϕ : Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.

V.4.2. ferrailage des voiles :

Le calcul des armatures verticales se fait à la flexion composée sous (M et N) pour une section ($e \times L$) selon la sollicitation la plus défavorable de ce qui suit :

- ✓ $N_{\max} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$ (combinaison)
- ✓ $N_{\min} \rightarrow M_{\text{correspondant}}$
- ✓ $M_{\max} \rightarrow N_{\text{correspondant}}$

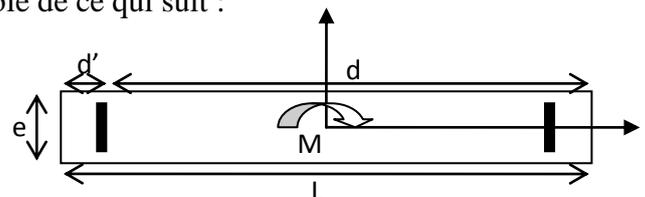


Figure V.8: Schéma d'un voile pleine

➤ Sollicitations dans les voiles :

- Les sollicitations dans les différents types de voiles sont récapitulées dans les tableaux suivants.

➤ Voile V_x

Tableau V.18.Sollicitations dans le voile V_x

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	932.181	10.6434	326.3338	628.291	305.706	39.9086	190.86
1,2 et 3	782.383	645.9524	645.9524	782.383	258.362	39.4584	131.60
4,5 et 6	703.555	14.2219	141.2393	377.095	225.281	137.499	78.759
7,8,9, et 10	436.958	59.6889	86.2352	192.001	99.739	81.5896	61.69

➤ Voile V_{y2}

Tableau V.19.Sollicitations dans le voile Vy2

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	974.517	1.3973	254.7158	543.727	313.474	80.7668	107.55
1,2 et 3	822.391	448.5694	649.5758	86.245	300.052	239.1867	185.31
4,5 et 6	754.545	5.0404	112.0479	458.297	280.849	30.5979	69.036
7,8,9, et 10	469.567	3.5539	58.3281	255.344	151.984	56.5661	54.532

➤ Voile Vy2.3

Tableau V.20.Sollicitations dans le voile Vy2.3

Niveau	$N_{max} \longrightarrow M_{cor}$		$M_{max} \longrightarrow N_{cor}$		$N_{min} \longrightarrow M_{cor}$		V (KN)
	N (KN)	M (KN.m)	M (KN.m)	N (KN)	N (KN)	M (KN.m)	
RDC	1109.118	13.2713	431.7984	672.349	186.553	129.8219	202.63
1,2 et 3	921.641	860.0013	860.0013	921.641	23.909	675.2967	247.54

4, 5 et 6	869.135	7.9315	188.5951	531.624	238.282	53.2883	137.31
7, 8, 9, et 10	525.431	18.1862	100.667	271.463	154.58	95.4307	93.077

❖ **Armatures horizontales :**

$$\frac{A_t}{e \times St} \geq \frac{\tau_u - 0.3 \times f_{t28} \times K}{0.8 \times f_c \times (\cos \alpha + \sin \alpha)} \left\{ \begin{array}{l} \text{flexion composé} \\ \text{un effort } N = \text{compression} \end{array} \right. \Rightarrow k = 1 + \frac{3\sigma_{cm}}{f_{c28}}$$

$$St \leq \min(1.5 \times e, 30cm)$$

$$\sigma_{cm} = \frac{N_{compression}}{b \times h}; \text{ contrainte moyenne de compression. } \tau_u = \frac{v_u}{e \times d} < 0.2 \times f_{c28} = 5 \text{ Mpa.}$$

❖ **La longueur de recouvrement :**

$$L_r \left\{ \begin{array}{l} 40\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones ou le renversement du signe des efforts} \\ \text{est possible.} \\ 20\phi, \text{ pour les barres situées dans les zones comprimées.} \end{array} \right.$$

❖ **Règles communes :**

$$A_{min} \left\{ \begin{array}{ll} 0.15\% (L_x \times e), & \text{globalement dans la section du voile.} \\ 0.10\% (L_c \times e), & \text{en zone comprimé.} \\ 0.20\% (L_t \times e), & \text{en zone tendue.} \end{array} \right.$$

✓ **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^{dap} / 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 par plan.

✓ A_H^{cal} : Section d'armature horizontale par plan.

$$A_H^{cal} = 0.4e * h / fe$$

✓ A_H^{dap} / plan : Section d'armature horizontale adaptée par plan.

✓ A_v^{adpt} / plan Section d'armature adoptée par plan.

Les résultats de ferrailage des différents types de voiles sont donnés dans les tableaux suivants :

❖ Voile V_{x1} :**Tableau V.21 : Résultats du ferrailage du voile V_x**

Niveaux	RDC	1, 2 et 3	4, 5 et 6	7, 8, 9 et 10
L (cm)	200	200	200	200
e (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	10.6434	448.56	5.04	3.55
N (KN)	932.181	782.38	703.55	436.95
Section	SEC	SPC	SEC	SEC
V (KN)	190.86	131.60	78.75	61.69
τ_U (MPa)	0.742	0.512	0.306	0.306
A_v cal /face (cm ²)	11.852	2.534	8.889	5.528
A_v min/face (cm ²)	6	6	6	6
A_v adopté/face (cm ²)	13.56	13.56	9.48	9.48
N^{barres} /face	12HA12	12HA12	12HA10	12HA10
S_t (cm)	20	20	20	20
A_h cal/plan (cm ²)	0.93	0.64	0.38	0.30
A_h min/plan (cm ²)	0.60	0.60	0.60	0.60
A_h adopté/plan (cm ²)	1.58	1.58	1.00	1.00
N^{barres} /plan (cm ²)	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
S_t (cm)	20	20	20	20

❖ Voile V_{y2} :**Tableau V.22 : Résultats du ferrailage du voile V_{y2}**

Niveaux	RDC	1, 2 et 3	4, 5 et 6	7, 8, 9 et 10
L (cm)	200	200	200	200
e (cm)	20	20	20	20
M (KN.m)	1.3973	448.5694	5.0404	3.5539
N (KN)	974.517	822.391	754.545	469.567
Section	SEC	SPC	SEC	SEC
V (KN)	107.559	185.314	69.036	54.532
τ_U (MPa)	0.418	0.721	0.268	0.212
A_v cal /face (cm ²)	12.207	3.041	9.526	5.93
A_v min/face (cm ²)	6	6	6	6
A_v adopté/face (cm ²)	13.56	13.56	13.56	9.48

$N^{barres}/face$	12HA12	12HA12	12HA12	12HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20
$A_h cal/plan (cm^2)$	0.5	0.90	0.62	0.27
$A_h min/plan (cm^2)$	0.93	2.25	2.25	2.25
$A_h adopté/plan (cm^2)$	1.58	1.58	1.58	1.00
$N^{barres}/plan (cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA10	2HA8
$S_t (cm)$	20	20	20	20

❖ **Voile Vy2.3 :****Tableau V.22 : Résultats du ferrailage du voile Vy2.3**

Niveaux	RDC	1, 2 et 3	4, 5 et 6	7, 8, 9 et 10
L (cm)	230	230	230	230
e (cm)	20	20	20	20
$M (KN.m)$	13.271	860.001	7.931	18.186
$N (KN)$	1109.118	921.641	869.135	525.431
Section	SEC	SPC	SEC	SEC
$V(KN)$	202.637	247.541	137.314	93.077
$\tau_U (MPa)$	0.685	0.837	0.535	0.464
$A_v cal /face (cm^2)$	14.08	0.115	10.993	6.864
$A_v min/face (cm^2)$	6.9	6.9	6.9	6.9
$A_v adopté/face (cm^2)$	15.20	15.20	13.56	9.48
$N^{barres}/face$	4HA14+8HA12	4HA14+8HA12	12HA12	12HA10
$S_t (cm)$	20	20	20	20
$A_h cal/plan (cm^2/ml)$	0.86	1.05	0.58	0.58
$A_h min/plan (cm^2)$	0.6	0.6	0.6	0.6
$A_h adopté/plan (cm^2)$	1.58	1.58	1.00	1.00
$N^{barres}/plan (cm^2)$	2HA10	2HA10	2HA8	2HA8
$S_t (cm)$	20	20	20	20

V.4.3. Vérification au cisaillement :

Selon le RPA99/2003 (art7.7.3.1), la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau = \frac{V_b}{e \times d} < \bar{\tau} = \min\left(\frac{0.2}{\gamma_b} \times f_{c28}; 5MPa\right)$$

avec $V_b=1.4V$ RPA99/2003 (art7.7.3.1).

e : l'épaisseur du voile.

d : hauteur utile $d=0.9xh$

h : la hauteur totale de la section brute .

Tableau V.23 : vérification des voiles au cisaillement au niveau du RDC

Voile	V_x	$V_{y_{2,3}}$	V_{y_2}
$V_b(KN)$	266	247.54	259.44
$\tau_b(MPa)$	0.405	0.373	0.391
$\tau_{b\ bar}(MPa)$	3.33	3.33	3.33
obs	Vérifié	vérifié	Vérifié

V.4.4. Exemples de schémas de ferrailage :

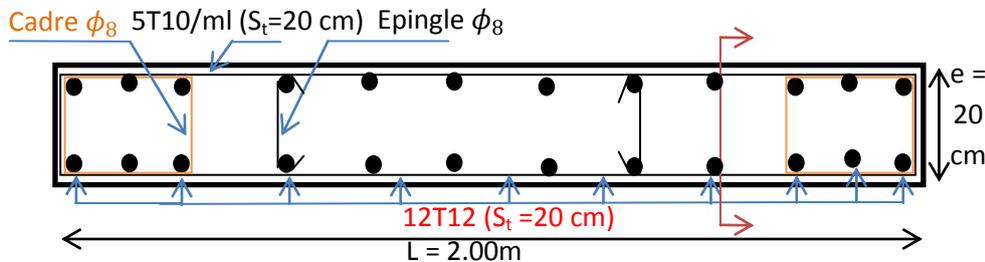


Figure V.9 : Schéma de ferrailage du voile V_x de RDC

V.5 Conclusion :

Les éléments principaux jouent un rôle prépondérant dans la résistance et la transmission des sollicitations. Ils doivent donc, être correctement dimensionnés et bien armés. Dans la détermination des ferrillages des différents éléments principaux, il a été tenu compte des ferrillages obtenus par le logiciel de calcul (SAP2000 V.14) ainsi que le ferrillage minimum édicté par le RPA 99/ 2003.

Il est noté que le ferrillage minimum du RPA est souvent plus important que celui obtenu par les deux codes de calcul utilisé. Les ferrillages adoptés respectent les recommandations du RPA et le BAEL.

VI.1.Introduction :

Les éléments de fondation ont pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par les éléments de la structure (poteaux, murs, voiles...). Cette transmission peut être directe (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) ou être assurée par l'intermédiaire d'autres organes (par exemple, cas des semelles sur pieux).

La détermination des ouvrages de fondation se fait en fonction des conditions de résistance et de tassement liées aux caractères physiques ou mécaniques des sols.

Les questions abordées dans ce chapitre concernent la détermination des dimensions et le ferrailage des éléments de fondations en tant qu'éléments en béton armé.

Dans le cas le plus général, un élément de la structure peut transmettre à sa fondation (supposée horizontale) :

- Un effort normal.
- Une force horizontale, résultant par exemple de l'action d'un séisme.
- Un couple qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

VI.2. Choix du type de fondation :

Le choix de type des fondations dépend essentiellement des facteurs suivants :

- ✓ La capacité portante du sol d'assise.
- ✓ La distance entre axes des poteaux.
- ✓ Les charges transmises au sol.
- ✓ La profondeur du bon sol.

D'après le rapport du sol, il est recommandé d'ancrer la fondation de type superficielle (semelle ou radier) à au moins 4 m de profondeur après terrassements des remblais et de prendre une contrainte admissible $\sigma_{sol} = 1.2 \text{ bars}$.

VI.3. Combinaisons d'actions à considérer :

D'après le **RPA99** (Article 10.1.4.1) les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

$$\checkmark G+Q\pm E$$

$$\checkmark 0.8G\pm E$$

VI.4 .Etude des fondations

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.4.1. Vérification des semelles isolées :

Les poteaux de notre structure sont rectangulaires à la base ($a \times b$) d'où les semelles sont rectangulaires ($A \times B$).

La vérification à faire : $\frac{N}{S} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

N.B : Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée.

N : Effort normal agissant sur la semelle calculée selon la combinaison ELS ; obtenu par le SAP2000 V14.

$$N_{ser}=1912.60 \text{ KN.}$$

S : La surface d'appui de la semelle.

$\bar{\sigma}_{sol}$: Contrainte admissible du sol.

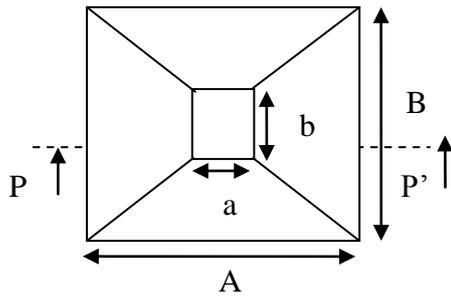


Figure VI.1 : Vue en plan de la semelle.

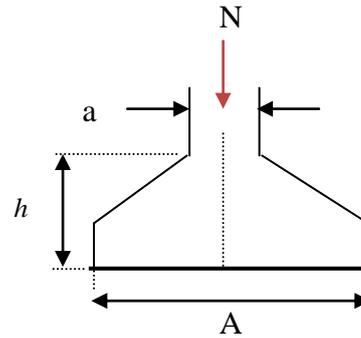


Figure VI.2 : Coupe P-P'.

$$A \times B \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \quad (*)$$

On a une semelle et un poteau homothétique : $\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} \times B$ on remplace la valeur de

A dans (*) et on trouve la valeur de B : $B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}}$

Nser : Effort normal à la base de poteau = 1912.60 KN

Ps = Poids de la semelle estimé à 20 KN.

Pa = poids propre de l'avant poteau ; Pa = 15KN.

Nser=1947.60KN , $\bar{\sigma}_{sol} = 120\text{KN/m}^2$

$$\Rightarrow B \geq \sqrt{\frac{1947.6 \times 0.55}{120 \times 0.5}} \Rightarrow B \geq 4.22\text{m}$$

Remarque :

Vu que les dimensions des semelles sont très importantes, donc le risque de chevauchements est inévitable, alors il faut opter pour des semelles filantes.

VI.4.2. Vérification des semelles filantes :

Choisissant une semelle filante, de largeur B et de longueur L situé sous un portique de 7 poteaux.

$$\frac{N_{\max}}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N_{\max}}{B \times L} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B \geq \frac{N_{\max}}{\sigma_{sol} \times L}$$

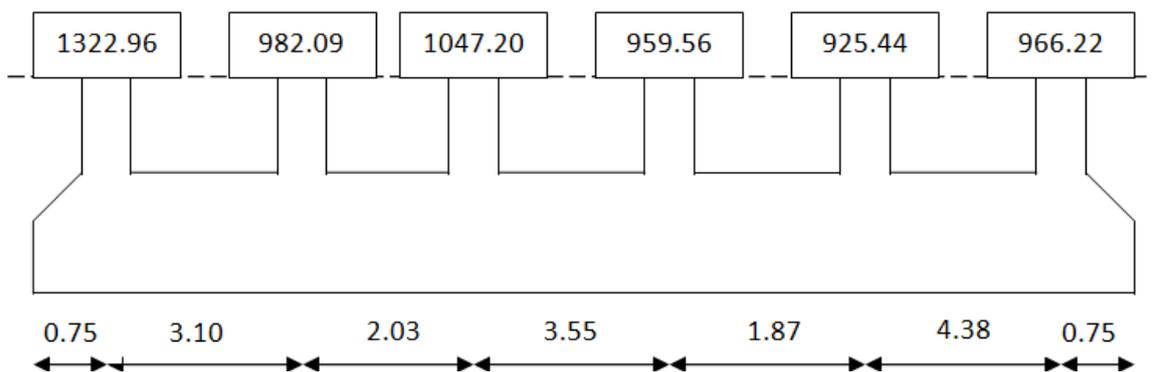


Figure VI.3. Schéma d'une semelle filante.

➤ **Étape de calcul :**

Résultats des charges :

$$\sum N_{ser} = 6203.48 \text{ KN.}$$

$$P_a = 120 \text{ KN.}$$

$$P_s = 90 \text{ KN.}$$

$$N_{max} = 6413.48 \text{ KN.}$$

$$L = 16.43 \text{ m}$$

$$B \geq \frac{N_{max}}{\sigma_{sol} \times L} \Rightarrow \frac{6413.48}{120 \times 16.43} = 3.25 \Rightarrow B = 3.50 \text{ m}$$

Remarque :

On a la largeur de notre semelle égale à 3.50m donc le choix des semelle filantes ne convient pas pour notre cas, on adopte pour un radier général comme fondation à ce bâtiment.

VI.4.3. Radier général :

Le radier est une fondation superficielle travaillant comme un plancher renversé, il est choisit 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.4.4 Pré dimensionnement :

A. La condition de coffrage :

✓ **Nervure:**

$$h_t = \frac{L_{\max}}{10}$$

L_{\max} : la portée les plus grands portés entre deux éléments porteurs successifs.

$$h_t = \frac{438 - 50}{10} = 38.8\text{cm} \Rightarrow h_t = 40\text{cm} \dots\dots(a)$$

✓ **Dalle:** $h_r = \frac{L_{\max}}{20} = \frac{388}{20} = 19.4\text{cm} \Rightarrow h = 30\text{cm}$

- $L_{\max} = 3.88\text{ m}$: La plus grande portée entre deux éléments porteurs successifs.
- h_t : hauteur de la nervure.
- h_r : hauteur du radier.

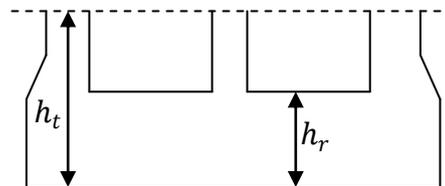


Figure VI.4: Dimensions du radier.

B. La condition de rigidité :

$$\frac{\pi}{2} \times L_e \geq L_{\max}$$

- L_e : est la longueur élastique, qui permet de déterminer la nature du radier (rigide ou flexible).

$$L_e \geq \sqrt[4]{\frac{4 \times E \times I}{K \times b}}$$

- E : Module d'élasticité du béton, $E = 3.2 \times 10^7 \text{ KN/m}^2$.
- I : Inertie de la section du radier.
- K : Coefficient de réaction du sol, pour un sol moyen $K = 4 \times 10^4 \text{ KN/m}^3$

$$K = \begin{cases} 0.5 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très mauvais sol} \\ 4 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Sol moyen} \\ 12 \text{ Kg/cm}^3 & \text{Très bon sol} \end{cases}$$

- b : La largeur de l'élément considéré (radier) de 1ml.

On a : $I = \frac{bh^3}{12} \Rightarrow h \geq \sqrt[3]{\frac{48I_{\max}^4 K}{\pi^4 E}} \Rightarrow h \geq 0.52 \text{ m} \dots\dots\dots(b)$

A partir des deux conditions (a) et (b) on prend :

- ✓ La hauteur de la nervure $h_t = 70 \text{ cm}$.
- ✓ La hauteur du radier $h_r = 35 \text{ cm}$.
- ✓ $b = 55 \text{ cm}$ (dimension du poteau).

C. Calcul de surface du radier

- N_{ser} : l'effort de service de la superstructure. $N_{ser} = 34243.84 \text{ KN}$

$$\frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{rad} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}} = \frac{34243.84}{120} = 285.36 \text{ m}^2.$$

On a la surface du bâtiment est $S_{bât} = 217.76 \text{ m}^2$.

$S_{rad} > S_{bât} \Rightarrow$ le radier déborde (avec débordement)

$D \geq \max(\frac{h_r}{2}; 30 \text{ cm})$ On prend $D = 110 \text{ cm}$ et $P = 71.73 \text{ m}$.

Avec :

D : Débord et P est le périmètre de la structure.

$$S_{rad} = S_{bât} + D \times P = 217.76 + 1.1 \times 71.73 = 296.66 \text{ m}^2.$$

On opte pour une surface de radier : $S_{rad} = 296.66 \text{ m}^2$.

VI.4.5 Les Vérifications nécessaires :

✚ Vérification au poinçonnement :

Une force est localisée lorsque les dimensions de la surface de son impact sont petites par rapport aux dimensions de la dalle (radier) ; sous l'action des forces localisées il y a lieu de vérifier la résistance des dalles au poinçonnement.

D'après le CBA93 (article, A.5.2.4.2), on doit vérifier la condition suivante.

$$N_u \leq Q_u = 0.045 \times \mu_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

N_u : Effort normal de calcul d'un poteau,

μ_c : Périmètre du contour cisailé projeté sur le plan moyen du radier.

h : Hauteur de radier.

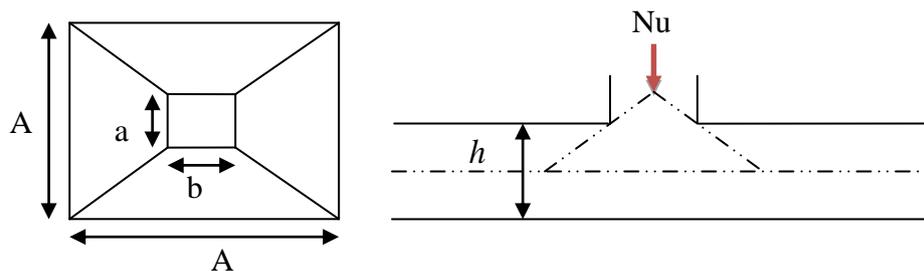


Figure VI.5: Présentation de zone d'impact de la charge compactée

$$U_c = 2 \times (A + B)$$

$$\begin{cases} A = a + h \\ B = b + h \end{cases} ; \text{ On } \Rightarrow A = 0.50 + 0.7 = 1.2\text{m} \quad B = 0.55 + 0.7 = 1.25\text{m}$$

On trouve $U_c = 4.9\text{m}$

$$N_u = 1322.96\text{KN} \leq Q_u = 0.045 \times 4.9 \times 0.7 \times \frac{25000}{1.5} = 2572.5\text{KN}$$

Condition

vérifiée

Pas risque au poinçonnement.

✚ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min\left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{CBA 93 (A.5.1.2.1.1).}$$

On considère une bande de $b = 1 \text{ m}$, de longueur $d = 0.9 * h_t = 0.63 \text{ m}$.

$$V_u = \frac{N_u \times L_{\max}}{2 \times S} \times b = \frac{34243.84 \times 3.88}{2 \times 296.66} \times 1 = 223.93 \text{ KN.}$$

$$\tau_u = \frac{223.93}{1 \times 0.63} = 0.35 \text{ MPa} \leq 2.5 \text{ MPa.}$$

Pas risque de rupture par cisaillement.

✚ **Vérification des contraintes dans le sol : DTR BC 2.33.1 (Art : 3.541 (a)).**

Cette vérification de la contrainte du sol consiste à satisfaire la condition suivante dans le sens longitudinal et transversal.

$$\text{Il faut vérifier que : } \sigma_{\text{moy}} = \frac{3\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}}{4} \leq \sigma_{\text{sol}} \text{ Avec } \sigma_{(\text{max},\text{min})} = \frac{N}{S_{\text{rad}}} \pm \frac{M}{I} \times (X_G, Y_G)$$

N: L'effort normal dû aux charges verticales.

M_y, M_x : Moments sismiques à la base tiré du logiciel sap2000, avec la combinaison G+Q+E.

A partir du programme **SOCOTEC** (calcul des formes) on trouve :

$$\begin{cases} X_G = 8.26 \text{ m} ; I_{xx} = 45490.8 \text{ m}^4 \\ Y_G = 7.87 \text{ m} ; I_{yy} = 38378.5 \text{ m}^4 \\ S = 296.66 \end{cases}$$

sens x-x : $N = 34243.84 \text{ KN}$; $M_Y = 275685.22 \text{ KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{\text{rad}}} + \frac{M_y}{I_x} \times X_g = 0.121 \text{ MPa} ; \sigma_2 = 0.109 \text{ MPa} .$$

$$\sigma_{\text{moy}} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.118 < \sigma_{\text{sol}} = 0.12$$

La contrainte est vérifiée dans le sens xx.

Dans le sens y-y : $N = 34243.84 \text{KN}$; $M_x = 248341.84 \text{KN.m}$

$$\sigma_1 = \frac{N_u}{S_{rad}} + \frac{M_x}{I_y} \times y_g = 0.122 \text{MPa}; \sigma_2 = 0.108 \text{MPa} .$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3 \times \sigma_1 + \sigma_2}{4} = 0.118 < \sigma_{sol} = 0.12 \quad \text{la contrainte est vérifiée dans le sens yy.}$$

✚ Vérification de la stabilité au renversement :

Selon (Article 10.1.5) du RPA99/2003, on doit vérifier que l'excentrement de la résultante des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié centrale de la base des éléments de fondation résistent au renversement:

$$\text{On doit vérifier que : } e = \frac{M}{N} \leq \frac{B}{4}$$

$$\text{Dans le sens x-x : } e = \frac{248341.84}{34243.84} \Rightarrow e = 2.725 \text{m} < \frac{17.12}{4} = 4.28 \text{m}$$

$$\text{Dans le sens y-y : } e = \frac{275685.22}{34243.84} \Rightarrow e = 4.07 \text{m} < \frac{18.50}{4} = 4.62 \text{m}$$

Pas risque au renversement dans les deux sens.

✚ Vérification de la poussée hydrostatique :

On fait cette vérification pour éviter le renversement de la structure sous l'effet de la poussée hydrostatique de la nappe d'eau, pour cela il faut s'assurer que :

$$N \geq F_s * H * S_{rad} * \gamma_w$$

Avec :

F_s : coefficient de sécurité ($F_s = 1.5$).

H : la hauteur d'ancrage du radier ($H = 0.7 \text{m}$).

S_{rad} : Surface totale du radier ($S_{rad} = 296.66 \text{m}^2$).

$$N \geq 1.5 \times 0.7 \times 296.66 \times 10 = 3118.08 \text{KN}$$

On trouve : $N = 34243.84 \text{ KN} \geq 3118.08 \text{ KN}$ la condition est vérifiée.

Le bâtiment est stable vis-à-vis de la poussée hydrostatique

VI.4.6 Ferrailage du radier :

Le radier sera calculé des panneaux de dalles renversés simplement appuyés sur les nervures. On calculera le panneau le plus sollicité et on adoptera le même ferrailage pour tout le radier.

Soit : G_0 le poids propre du radier.

$$G_0 = \rho \times e = 25 \times 0.35 = 8.75 \text{ KN/m}^2.$$

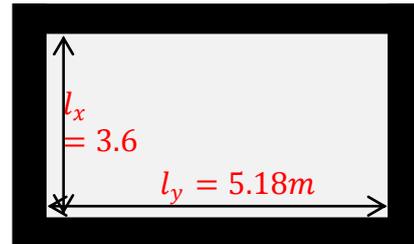


Figure VI.6 : Panneau de dalle

❖ **Calcul des sollicitations :**

$$q_u = \frac{N_u}{S_{rad}} + 1.35G_0 \Rightarrow q_u = \frac{47038.489}{296.66} + 1.35 * 8.75 = 170.372 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{rad}} + G_0 \Rightarrow q_s = \frac{34243.84}{296.66} + 8.75 = 124.189 \text{ KN/m}^2$$

$$\rho = \frac{l_x}{l_y} = 0,70 > 0,4 \Rightarrow \text{Alors, la dalle travaille dans les deux sens}$$

✚ **L'ELU :**

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

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.70 \\ \nu = 0 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0684 \\ \mu_y = 0.4320 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0684 * 170.372 * 3.66^2 = 156.10 \text{ KN.m} \\ M_0^y = 67.435 \text{ KN.m} \end{cases}$$

➤ En travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 132.68 \text{ KN.m} \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 57.32 \text{ KN.m} \end{cases}$

➤ En appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -62.44 \text{ KN.m}$

❖ **Calcul du ferrailage**

Le ferrailage se fera pour une section : $b \times h_r = (1 \times 0.35)m^2$.

Les résultats du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

➤ **Vérification de condition de non fragilité**

✓ En travée : $\begin{cases} e \geq 12cm \\ \rho = 0,70 \end{cases} \begin{cases} \text{Acier HA FeE400} \\ \Rightarrow \rho_0 = 0.0008 \end{cases}$

▪ Sens xx: $A_{min} = \frac{\rho_0}{2} (3 - \rho) b * h_r = 3.22 \text{ cm}^2/ml$

$A_t^x = 10.32 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.22 \text{ cm}^2/ml$ Vérifie

▪ Sens yy: $A_{min} = \rho_0 * b * h_r = 2.8 \text{ cm}^2/ml$

$A_t^y = 3.93 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 2.8 \text{ cm}^2/ml$ Vérifie

✓ En appuis :

$\Rightarrow A_a = 4.52 \text{ cm}^2/ml > A_{min} = 3.22 \text{ cm}^2/ml$Vérifie

		M (KN.m)	A _{calculée} (cm ² /ml)	A _{choisie} (cm ² /ml)	S _t (cm)
En travée	Sens x-x	132.68	10.32	7HA14=10.78	15
	Sens y-y	57.32	2.75	4HA10=3.14	25
En appuis		-62.44	3.24	4HA12=4.52	25

Tableau VI.1 : Résumé des résultats du ferrailage du radier.

On prend le même ferrailage pour tous les panneaux.

Espacement des armatures:

$$\begin{cases} \text{Armatures//Lx: } S_t = 15cm \leq \min(3 \times h, 33cm) = 33cm \\ \text{Armatures//Ly: } S_t = 25cm \leq \min(4 \times h, 45cm) = 45cm \end{cases}$$

❖ **Vérifications:**

➤ **A L'ELU**

• **Vérification au cisaillement:**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d} \leq \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b}; 4MPa\right) = 2.5 MPa$$

$$\left. \begin{aligned} V_u^x &= \frac{q_u * l_x}{2} * \frac{l_y^4}{l_y^4 + l_x^4} = 249.57 KN \\ V_u^y &= \frac{q_u * l_y}{2} * \frac{l_x^4}{l_y^4 + l_x^4} = 88.03 KN \end{aligned} \right\} \Rightarrow V_{max} = 249.57 KN$$

$$\tau_u = (249.57 \times 10^3) / (1 \times 0.32) \Rightarrow \tau_u = 0.78 MPa$$

$\tau_u = 0.78 \leq \bar{\tau}_u = 2.5 MPa$ c'est vérifiée

Pas risque de cisaillement suivant les deux sens,il n'ya pas lieu de mettre des armatures transversales .

➤ **L'ELS :**

• **Calcul des moments**

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

$$\mu_x, \mu_y ? \begin{cases} \rho = 0.70 \\ v = 0.2 \end{cases} \Rightarrow \text{d'après l'annexe 1} \begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.5817 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_0^x = 0.0743 * 124.189 * 3.66^2 = 123.60KN.m \\ M_0^y = 71.89 KN.m \end{cases}$$

Moment en travée : $\begin{cases} M_t^x = 0.85 M_0^x = 105.06 KN.m \\ M_t^y = 0.85 M_0^y = 61.11 KN.m \end{cases}$

Moment en appui : $M_a^x = M_a^y = -0.4 M_0^x = -49.44 KN.m$

• **Etat limite de compression de béton**

On doit vérifier que :

$$\frac{b \times y^2}{2} + 15 \times A \times y - 15 \times A \times d = 0$$

++

$$\frac{1 \times y^2}{2} + 15 \times 10.78 \times 10^{-4} \times y - 15 \times 10.78 \times 10^{-4} \times 0.35 = 0 \Rightarrow y = 9.14 \text{ cm}$$

$$I = b \frac{y^3}{3} + 15 \times A(d - y)^2 \Rightarrow I = 25613.43 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_b = \frac{M}{I} \times y \leq \bar{\sigma}_{adm} = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = 15 \times \frac{M}{I} \times (d - y) \leq \bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3} \times f_e; 150 \times \eta\right) = 240 \text{ MPa.}$$

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_b (MPa)	Observation	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 105.06$	10.78	9.14	195307	3.75	Vérifiée	251.83	Non
y-y	$M_t^y = 61.11$	3.14	5.02	122917	1.83		380.92	Vérifiée
Appuis	$M_a = -49.44$	4.52	6.74	105916	2.73		282.62	

Tableau VI.2 : Vérification des contraintes de radier

Remarque : On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut

Augmenter la section d'acier A_s .

Sens	Moments (KN.m)	$A_{adoptée}$ (cm ² /ml)	y (cm)	I(cm ⁴)	σ_s (Mpa)	Observation
x-x	$M_t^x = 105.06$	5HA20=15.70	12.39	25613.43	158.23	Vérifiée
y-y	$M_t^y = 61.11$	6HA16=12.06	11.08	16748.93	156.01	
Appuis	$M_a = -49.44$	6HA14=9.24	9.87	18965.86	154.95	

Tableau VI.3 : Recalcul des sections d'armatures à l'ELS

La condition est vérifiée.

VI.4.7 Schéma de ferrailage de radier :

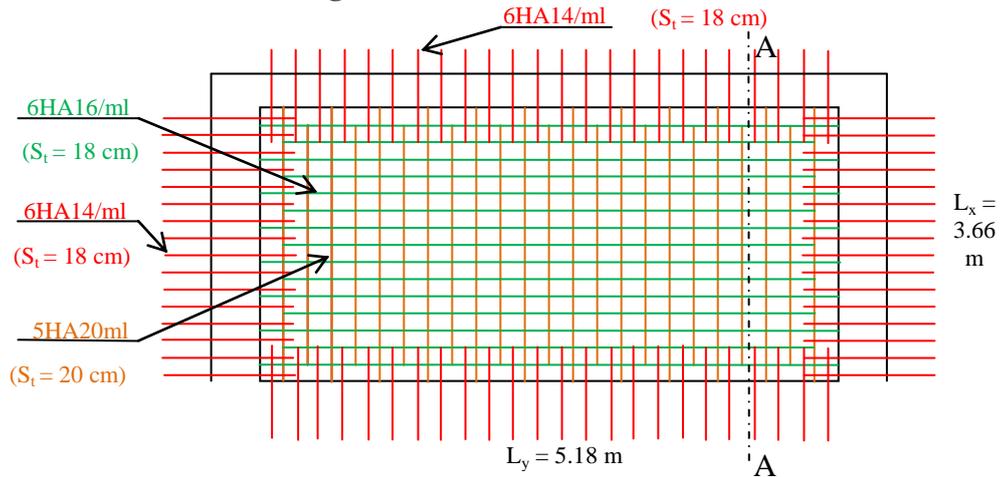
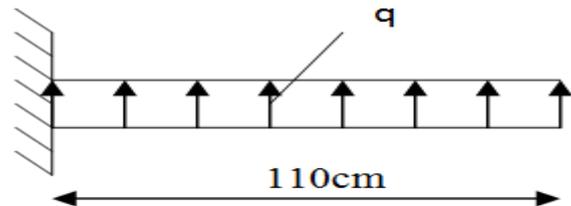


Figure VI.7 schéma de ferrailage de la dalle de radier

I. Ferrailage du débord :

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie

Le calcul se fera pour une bande de 1mètre de longueur.



VI.8. Schéma statique du débord

❖ Sollicitation de calcul :

➤ AL'ELU :

$$q_u = 170.37 \text{ KN/m}$$

$$M_u = \frac{q_u \times L^2}{2} = \frac{170.37 \times 1.10^2}{2} = 103.07 \text{ KN.m}$$

➤ AL'ELS :

$$q_s = 124.187 \text{ KN/m}$$

$$M_s = \frac{q_s \times L^2}{2} = \frac{103.135 \times 1.10^2}{2} = 62.4 \text{ KN.m}$$

❖ **Calcul des armatures :**

Les résultats de calcul du ferrailage sont résumés dans le tableau suivant :

	M (KN.m)	A cal (cm ²)	A min (cm ²)	A _{opt} /ml (cm ²)	Chois/ml
Débord	103.07	2.06	3.26	4.52	4HA12

Tableau VI.4. Les armatures dans le débord

• **Conclusion :**

Les armatures du radier sont supérieures à celles du débord

$A_{radier} > A_{débord} \Rightarrow$ le ferrailage du débord sera la continuité de celui de radier.

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{4.52}{4} = 1.13 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On prend } 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2 \text{ avec } st = 25 \text{ cm}$$

VI.4.8. Etude des nervures :

Les nervures sont des poutres servant d'appuis pour les poteaux. La répartition des charges sur chaque travée est triangulaire ou trapézoïdale selon les lignes de ruptures, mais pour simplifier les calculs, on les remplace par des charges équivalentes uniformément réparties.

– P_m charge uniforme qui produise le même moment maximum que la charge réelle ;

– P_v charge uniforme qui produise le même effort tranchant maximal que la charge réelle.

• **Charge trapézoïdale :**

$$P_m = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g^2}{3} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d^2}{3} \right) \times L_{xd} \right]$$

$$P_v = \frac{q_u}{2} \left[\left(1 - \frac{\rho_g}{2} \right) \times L_{xg} + \left(1 - \frac{\rho_d}{2} \right) \times L_{xd} \right]$$

- **Charge triangulaire :**

$P = \frac{q_u \times l_x}{3}$ Avec P charge équivalente produisant le même moment que la charge triangulaire.

Avec :

$$\rho_d = \frac{L_{xd}}{L_y} \quad \rho_g = \frac{L_{xg}}{L_y}$$

$$q_u = 170.372 \text{ KN/m}^2, \quad q_s = 124.189 \text{ KN/m}^2.$$

- ❖ **Sens X-X** Sens longitudinale :

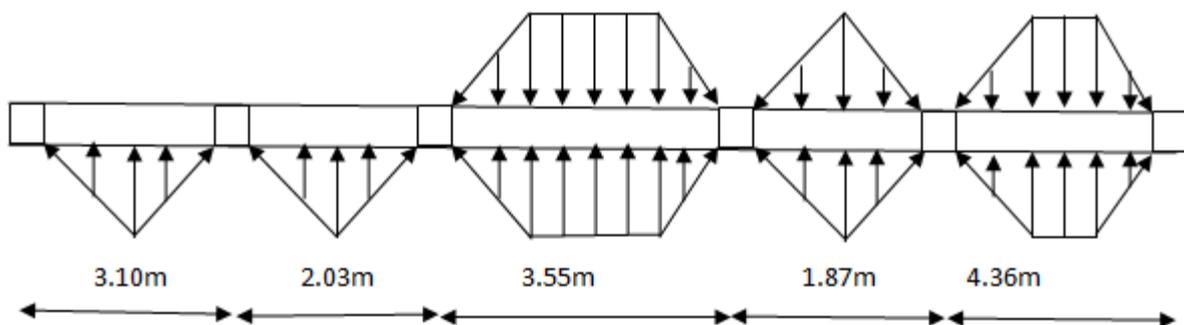


Figure VI.9 : charges transmises aux nervures (sense X-X)

- ❖ **Sens Y-Y** sens transversale

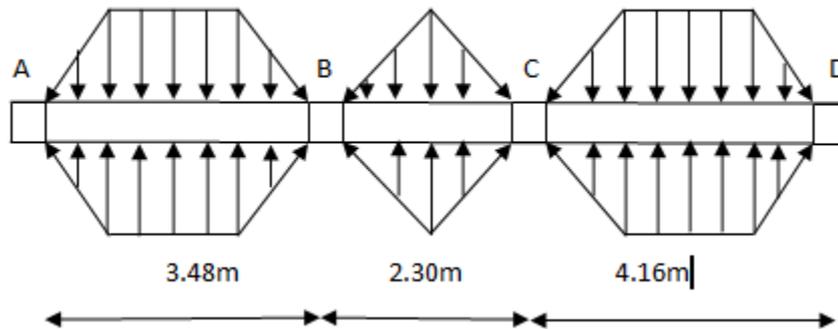


Figure VI.10 : charge transmises aux nervures sens (Y-Y)

a. Calcul des sollicitations :

Le calcul des sollicitations sur les nervures se fait en utilisant la méthode de Caquot car les charges transmises au radier sont de type modérées et la fissuration est préjudiciable.

➤ **Moments aux appuis :**

• Appui intermédiaire : $M_a = \frac{P_g \times l_g^3 + P_d \times l_d^3}{8.5 \times (l_g + l_d)}$

• Appui de rive : $M_a = 0.15 \times M_0$ avec $M_0 = \frac{q \times l^2}{8}$ (moment isostatique)

Si c'est une travée de rive

Si c'est une travée intermédiaire

Avec : les longueurs fictives : $l' = \begin{cases} l \\ 0.8 \times l \end{cases}$

➤ **Moment en travée :**

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

$$M_0(x) = \frac{q^* x}{2} (1 - x)$$

$$x = \frac{l}{2} - \frac{M_g - M_d}{q^* l}$$

M_g et M_d : moments de l'appui de gauche et droite (respectivement) pour une travée concéderez

Sens X-X :

<i>Tableau VI.5 : Sollicitations de la nervure principale (sens X-X)</i>						
Travée	L (m)	l' (m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
			M _g	M _d		
A-B	3.10	3.10	-213,97	-267,367	1,544	235,47
B-C	2.03	1.62	-267,367	-171,972	1,842	67,82
C-D	3.55	2.84	-171,972	-167,063	1,707	115,98
D-E	1.8	1.50	-167,063	-157,244	0.76	106,82
E-F	4.36	4.36	-157,244	-191,246	1,546	78,94

<i>Tableau VI.6 : Sollicitations maximales(sens X-X)</i>		
Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	235,473	-267,367
Effort tranchant (KN)	445.758	

Sens Y-Y :

<i>Tableau VI.7 : Sollicitations de la nervure principale (sens Y-Y)</i>						
Travée	L (m)	l' (m)	M _a (KN.m)		X (m)	M _t (KN.m)
			M _g	M _d		
A-B	3.48	3.48	-100.17	-145,975	1,91	101,943
C-D	2.30	1.84	-217,048	-349,262	1,09	175,89
D-E	4.16	4.16	-349,262	-261.395	2,52	278,528

<i>Tableau VI.8 : Sollicitations maximales (sens Y-Y)</i>		
Localisation	Travée	Appuis
Moment (KN.m)	278,528	-349.048
Effort tranchant (KN)	498.071	

VI.4.9. Ferrailage :

<i>Tableau VI.9 : Tableau De ferrailage des nervures</i>					
Localisation		M (KN.m)	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	Choix (cm ²)
Sens	Travée	235,473	9.50	4.31	6T20 = 18.85
	Appui	-267,367	1080	4.31	6T20 = 18.85
Sens	Travée	278,528	11.26	4.31	6T20 = 18.85
	Appui	-349.048	14.15	4.31	6T20 = 18.85

❖ Vérification de l'effort tranchant :

On utilise la méthode de la RDM :

$$V = \frac{Pu * l_i}{2} + \frac{M_i - M_{i-1}}{l_i}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau} = \min(0.1f_{c28}; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau ci dessous ..

Sens	Vu (KN)	τ_{bu} (MPa)	Observation
Sens XX	445.75	0.54	Vérifiée
Sens YY	498.07	0.61	Vérifiée

Tableau VI.10: Vérification de l'effort tranchant

❖ Vérification des contraintes :

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.64 \text{ MPa, FN} \end{cases}$$

Tableau VI.11 : Vérification des contraintes dans les nervures

Localisation		Moment (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	Observation
Sens X-X	Travée	117.883	1.56	93.09	Vérifiée
	Appui	-208.248	2.76	164.45	Vérifiée
Sens Y-Y	Travée	216.941	2.87	171.32	Vérifiée
	Appui	-279.941	3.71	221.07	Non Vérifiée

↪ **Remarque :** On remarque que la condition $\sigma_s < \bar{\sigma}_s$ n'est pas vérifiée. Donc il faut augmenter la section d'acier A_s

Tableau VI.11 : Recalcule des sections d'armatures à l'ELS

Sens	Moments (KN.m)	β	α	A_{calc} (cm ² /ml)	$A_{choisie}$ (cm ² /ml)
Appui	$M_a = -279.941$	$1.72 * 10^{-3}$	0.21	20.73	6HA20+2HA16

Les armatures de peau :

$$A_p = 0.2\% (b_0 * h)$$

$$A_p = 0.2\% (0.55 * 0.7) = 7.7 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 6\text{HA}16 = 12.06 \text{ cm}^2$$

❖ Les armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left[\frac{h_t}{35}, \frac{b_0}{10}, \phi_l^{max} \right] = 20 \text{ mm}, \text{ Alors, } \phi_t = 10 \text{ mm.}$$

❖ Espacements des aciers transversaux :

Pour les armatures transversales, on a :

$$A_t = 3 \text{ Cadres } \phi_{10} = 6 \phi_{10} = 4.74 \text{ cm}^2.$$

$$S_{t1} \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \Rightarrow S_{t1} \leq 73 \text{ cm} \quad S_{t3} \leq \frac{0.9 \times f_e \times A_t}{b_0 \times \gamma_s \times (\tau_u - 0.3 \times f_{t28})} \quad S_{t3} \leq 19.86 \text{ cm}$$

$$S_{t2} \leq \min(0.9 d, 40 \text{ cm}) = 40 \text{ cm} \text{ Soit : } S_t = 15 \text{ cm}$$

VI.4.10 Schémas de ferrillages

Tableau VI.12 : Schémas de ferrillages des nervures	
Sens X-X	
Travée	Appui
<p>6T20</p> <p>Cadres ϕ_{10}</p> <p>3T16</p> <p>6T20</p>	<p>6T20</p> <p>Cadres ϕ_{10}</p> <p>3T16</p> <p>6T20</p>
Sens Y-Y	
Travée	Appui
<p>6T20</p> <p>3T16</p> <p>Cadres ϕ_{10}</p> <p>6T20</p>	<p>6T20</p> <p>2T16</p> <p>Cadres ϕ_{10}</p> <p>6T25</p>

VI.5. Voiles périphériques :

Les ossatures au-dessous de niveau de base, doivent comporter un voile périphérique continu entre le niveau de fondation et le niveau de terrain naturel (Entre sol et sous-sol). Le voile périphérique est un panneau vertical en béton armé entourant une partie ou la totalité de l'immeuble, destiné à soutenir l'action des poussées des terres.

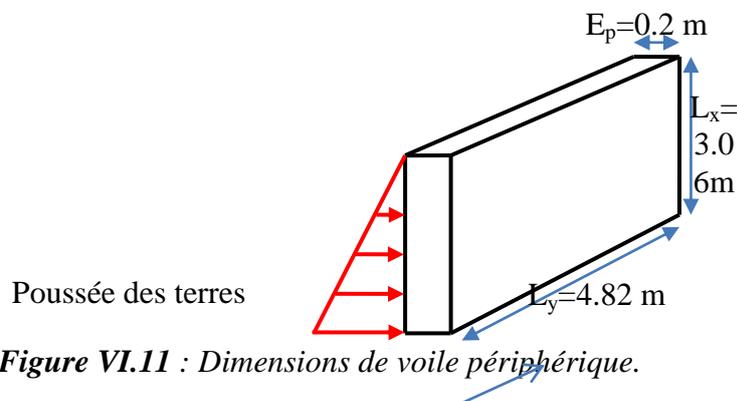
Il doit remplir les exigences suivantes :

- ✓ Les armatures sont constituées de deux nappes.
- ✓ Le pourcentage minimum des armatures est de 0.1% dans les deux sens (horizontal et vertical).
- ✓ Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire (diminuer) sa rigidité d'une manière importante.
- ✓ Épaisseur minimale $E_p \geq 15$ cm .

A. Dimensions de voile périphérique :

Les dimensions du voile périphérique sont représentées sur la figure suivante :

On prend, $E_p = 20$ cm



B. Caractéristiques du sol :

- ✓ Poids spécifique : $\gamma = 17 \text{ KN/m}^3$.
- ✓ Angle de frottement : $\varphi = 16.68^\circ$
- ✓ Cohésion : $C = 15.26$

C. Méthode de calcul :

Le voile périphérique est considéré comme un ensemble de panneaux dalles, encastrés en chaque côté. Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

D. Sollicitations :

- **Poussée des terres :**

$$P_1 = \gamma \times h \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) - 2 \times C \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right)$$

$$P_1 = 17 \times 3.06 \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16.68}{2} \right) - 2 \times 15.26 \times tg \left(\frac{\pi}{4} - \frac{16.68}{2} \right) = 6.102 \text{KN/m}^2$$

- **Charge due à la surcharge :**

Au vu du plan de masse annexé au plan de notre structure, il existe un terrain qui peut être exploitable dans le futur. Pour tenir compte d'éventuelles charges que ça peut engendrer ; on prévoit le calcul de notre voile périphérique en tenant compte d'une surcharges $Q=10\text{KN/m}^2$.

$$P_2 = Q \times tg^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 10 \times tg^2 \left(\frac{180}{4} - \frac{16.68}{2} \right) = 5.54 \text{KN/m}^2.$$

VI.5.1.Ferraillage de voile périphérique :

- ❖ **Calcul à l'ELU :**

$$P_u = 1.35 \times P_1 + 1.5 \times P_2 = 16.54 \text{KN/m}^2.$$

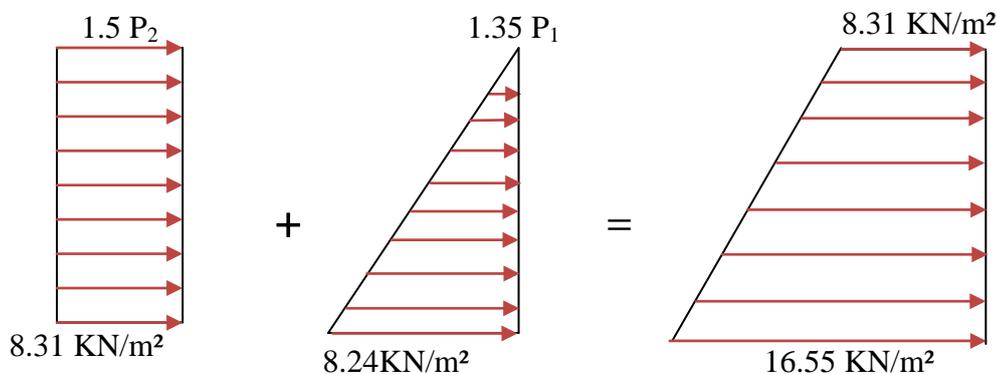


Figure VI.12: Diagrammes des contraintes.

Le voile périphérique se calcule comme un panneau de dalle sur quatre appuis, uniformément chargé d'une contrainte moyenne tel que :

$$\begin{cases} L_x = 3.06 \text{ m} \\ L_y = 4.82 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{\min}(h = 0\text{m}) = 1.5 * P_2 = 8.31 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{\max}(h = 3.06 \text{ m}) = 1.35 * P_1 + 1.5 * P_2 = 16.55 \\ q_u = \sigma_{\text{moy}} = \frac{3 * \sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{4} = 14.49 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

$\rho = \frac{L_x}{L_y} = 0.63 \Rightarrow$ Le panneau travaille dans les deux sens.

▪ **ELU** : ($\nu = 0$)

$$\rho = 0.63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0779 \\ \mu_y = 0.3338 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_u l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 10.57 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 3.53 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_x^t = 0.85 M_{0x} = 8.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y^t = 0.85 M_{0y} = 3 \text{ KN.m}$$

Moment aux appuis :

$$M_x^a = -0.5 M_{0x} = -5.28 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5 M_{0x} = -5.28 \text{ KN.m}$$

Les sections d'armatures sont récapitulées dans le tableau ci-dessous :

Avec $A_{\min} = 0.1\% \times b \times h$ condition exigée par le **RPA**.

$$A_{\min} = \frac{0.1 \times 100 \times 20}{100} = 2 \text{ cm}^2$$

Le ferrailage se fait pour une section $(b \times e) = (1 \times 0.20) m^2$.

Tous les résultats sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

	Sens	M (KN.m)	μ_{bu}	α	Z (m)	A (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{adp} (cm ²)	St (cm)
travée	XX	8.98	0.019	0.269	0.161	1.6	2	4T12=4.92	25
	YY	3	0.041	0.006	0.256	0.34	2	4T10=2.01	25
Appui		5.28	0.012	0.261	0.161	0.94	2	4T10=2.01	25

Tableau VI.4 : Section des armatures du voile périphérique a l'ELU.

✓ **Vérification au cisaillement:**

On doit vérifier :

$$V_u = \frac{q_u * L_x}{2} * \frac{1}{1 + \left(\frac{\rho}{2}\right)} = 16.86 KN$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = 0.094 < \bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 4 MPa) = 3.25 MPa$$

Commentaire : Pas risque de cisaillement par effort tranchant.

❖ **Vérfications à l'ELS :**

$$\begin{cases} L_x = 3.06 \text{ m} \\ L_y = 4.82 \text{ m} \\ E_p = 20 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} \sigma_{min} (h = 0m) = P_2 = 5.54 \text{ KN/m}^2 \\ \sigma_{max} (h = 3.06 \text{ m}) = P_1 + P_2 = 6.102 \text{ KN/m}^2 \\ q_s = \sigma_{moy} = \frac{3 * \sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} = 5.96 \text{ KN/m}^2 \end{cases}$$

a) **A ELS** : ($\nu = 0.2$)

$$\rho = 0.63 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0831 \\ \mu_y = 0.5004 \end{cases} \quad (\text{Annexe I})$$

$$M_{0x} = \mu_x q_s l_x^2 \Rightarrow M_{0x} = 4.64 \text{ KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y M_{0x} \Rightarrow M_{0y} = 2.32 \text{ KN.m}$$

Moment en travée :

$$M_x^t = 0.85M_{0x} = 3.94 \text{ KN.m} \quad M_y^t = 0.85M_{0y} = 1.97 \text{ KN.m}$$

b) Moment aux appuis :

$$M_x^a = -0.5M_{0x} = -2.32 \text{ KN.m}$$

$$M_y^a = -0.5M_0 = -2.32 \text{ KN.m}$$

❖ **Vérification des contraintes :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 15 \times \frac{M_{ser}}{I} (d - y) < \bar{\sigma}_s = \min\left(2 \times \frac{f_e}{3}, \max(240; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}})\right) = 240 \text{ MPa} \end{array} \right.$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau VI.14 : Vérification des contraintes								
Localisation		M _{ser} (KN.m)	A (cm ²)	Y (m)	I (m ⁴)	σ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	Observation
Sens x-x	En travée	3.94	0.703	0.043	15.3*10 ⁻⁵	1.11	176.30	Vérifiée
	En appuis	-2.32	0.412	0.029	6.8*10 ⁻⁵	0.98	77.28	Vérifiée
Sens y-y	En travée	1.97	0.223	0.029	6.8*10 ⁻⁵	0.84	65.82	Vérifiée
	En appuis	-2.32	0.412	0.029	6.8*10 ⁻⁵	0.99	77.28	Vérifiée

❖ **Espacement des armatures :**

Conformément au RPA 99/2003, l'espacement doit vérifier la condition suivante:

- ✓ Sens X-X: $S_t \leq \min(3E_p, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.
- ✓ Sens Y-Y: $S_t \leq \min(4E_p, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$. Alors, $S_t = 25 \text{ cm}$.

❖ Schémas de ferrillages:

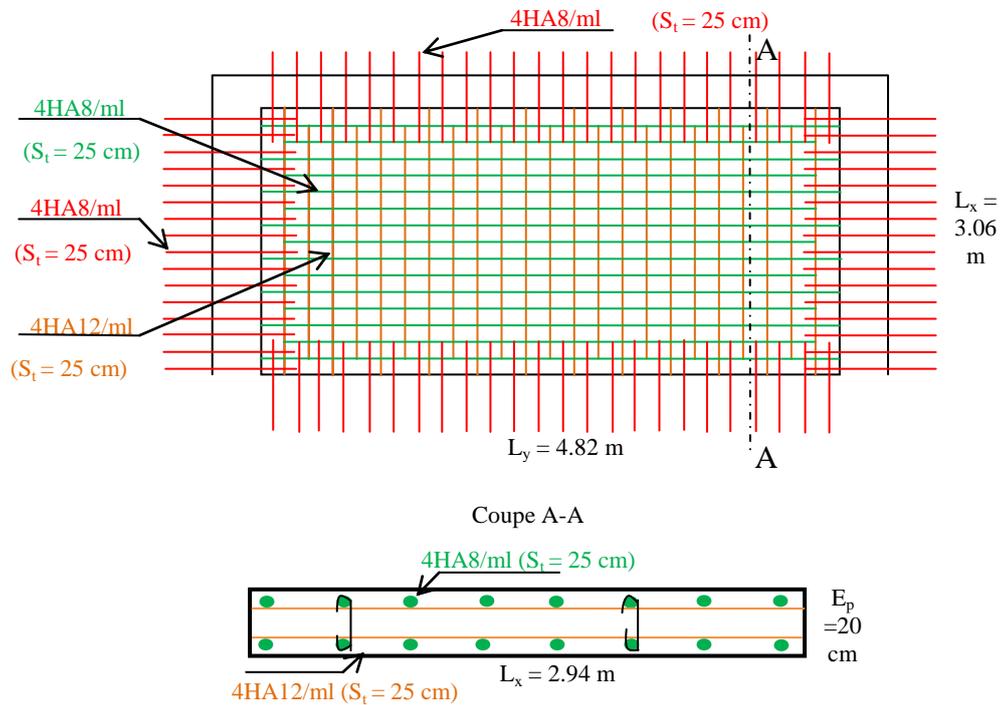


Figure VI.13: Schéma du ferrillage du voile périphérique

VI.6 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 ferrillage adopté a été vérifié et s'est avéré satisfaisant.

Au niveau de l'infrastructure, un voile périphérique est prévu pour supporter l'action des poussés des terres. Le voile est calculé et ferrillé comme un plancher encastré au niveau du radier.

Conclusion

Ce projet nous a permis d'une part d'acquérir de nouvelles connaissances, de se familiariser avec tous les règlements en vigueur ainsi que les outils numériques de calcul et surtout de nous faire prendre consciences des difficultés, des contraintes et de la complexité d'une étude faite dans les règles de l'art.

D'autre part cette étude nous a permis d'aboutir à certaines conclusions qui sont :

- ❖ L'étude de la structure doit être menée à bien car sa modélisation ; son calcul ; son dimensionnement et même sa mise en œuvre permettent d'assurer un bon comportement en cas de séisme.
- ❖ Les poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA 99, cela est dû au surdimensionnement de leurs sections.
- ❖ La vérification de l'effort normal réduit conduit à une augmentation substantielle des sections des poteaux et cette vérification ne doit pas être négligée.
- ❖ 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 influe directement sur le bon comportement de la structure vis-à-vis des sollicitations extérieures,
- ❖ L'utilisation du logiciel SAP2000.V14 nous a permis de faciliter les calculs, d'avoir une simulation proche de la réalité et un gain de temps important dans l'analyse de cette structure.

En fin. Je souhaite que ce modeste travail soit bénéfique pour nous ainsi les promotions à venir.

Bibliographie

Bibliographie

- DTR-BC, 2.48; Règles Parasismiques Algériennes (R.P.A 99/ version2003).
- Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et construction en béton armé suivant la méthode des états limites (B.A.E.L. 91).Edition Eyrolles.
- Règles de conception et de calcul des structures en béton armé (C.B.A93).
- DTR B.C.2.2 « Charges permanentes et surcharges d'exploitation ».OPU; 1989
- Autres documents consultés :
 - Cahiers de cours du cursus.
 - Mémoires de fin d'études.

Flexion simple : Section rectangulaire

Calcul à l'ELU

$$M_U, b, d, f_{c28}$$

$$f_e, f_{bu}, d'$$

$$\mu_{bu} = \frac{M_U}{b * d * f_{bu}}$$

$$\epsilon_1 = \frac{f_e}{\gamma_s * E_s}$$

$$\alpha_1 = \frac{3.5}{3.5 + 1000 * \epsilon_1}$$

$$\mu_1 = 0.8 * \alpha_1 * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$\mu_{bu} \leq \mu_1$$

NON

OUI

$$A' \neq 0$$

$$A' = 0$$

$$\epsilon_{sc} = \left(\frac{3.5}{1000} + \epsilon_1 \right) * \frac{d - d'}{d} - \epsilon_1$$

$$\alpha = 1.25 * (1 - \sqrt{1 - 2 * \mu_{bu}})$$

$$\epsilon_{sc} < \epsilon_1$$

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

NON

OUI

$$\mu_{bu} \leq 0.186$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = f_{sc}$$

$$f_{st} = E_s * \epsilon_s$$

OUI

NON

$$\epsilon_s = 10\text{‰}$$

$$\epsilon_s = \frac{3.5}{1000} * \left(\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right)$$

$$z_1 = d * (1 - 0.4 * \alpha_1)$$

$$M_1 = \mu_1 * b * d^2 * f_{bu}$$

$$A'_s = (M_U - M_1) / ((d - d') * f_{st})$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$A_s = \frac{M_U}{z * f_{st}}$$

$$A = \left(\frac{M_1}{z_1} + \frac{M_U - M_1}{d - d'} \right) * \frac{1}{f_{st}}$$

Condition de non fragilité

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

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	0.4065	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 $Lx < Ly$.

$$\rho = 0.5$$

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	/	0.270	0.222	0.189	0.167	0.150	0.134	0.122	0.111	0.101	0.092
	0.1	0.300	0.245	0.210	0.183	0.164	0.147	0.132	0.120	0.109	0.099	0.090
	0.2	0.247	0.219	0.194	0.172	0.156	0.140	0.128	0.116	0.106	0.097	0.088
	0.3	0.212	0.193	0.176	0.160	0.143	0.133	0.122	0.110	0.102	0.093	0.085
	0.4	0.188	0.147	0.160	0.147	0.135	0.124	0.114	0.104	0.096	0.088	0.080
	0.5	0.168	0.156	0.145	0.134	0.124	0.114	0.105	0.097	0.089	0.081	0.075
	0.6	0.152	0.142	0.132	0.123	0.114	0.105	0.098	0.090	0.083	0.075	0.068
	0.7	0.137	0.128	0.119	0.111	0.103	0.096	0.088	0.082	0.075	0.068	0.064
	0.8	0.123	0.116	0.108	0.100	0.093	0.087	0.081	0.074	0.068	0.063	0.058
	0.9	0.112	0.105	0.098	0.092	0.086	0.079	0.073	0.067	0.063	0.058	0.053
1.0	0.102	0.096	0.090	0.083	0.078	0.072	0.066	0.062	0.057	0.053	0.048	
Valeur de M₂	0.0	/	0.270	0.222	0.194	0.172	0.154	0.141	0.126	0.113	0.103	0.093
	0.1	0.153	0.150	0.140	0.131	0.121	0.121	0.104	0.097	0.089	0.080	0.073
	0.2	0.088	0.097	0.094	0.090	0.087	0.082	0.077	0.072	0.066	0.060	0.055
	0.3	0.068	0.068	0.067	0.065	0.062	0.059	0.057	0.053	0.048	0.045	0.040
	0.4	0.050	0.049	0.048	0.047	0.046	0.044	0.042	0.039	0.037	0.034	0.031
	0.5	0.038	0.038	0.037	0.036	0.035	0.034	0.033	0.030	0.028	0.027	0.024
	0.6	0.029	0.029	0.028	0.028	0.027	0.027	0.026	0.024	0.023	0.020	0.019
	0.7	0.024	0.024	0.023	0.023	0.023	0.022	0.020	0.019	0.018	0.017	0.015
	0.8	0.020	0.019	0.019	0.018	0.018	0.017	0.016	0.015	0.014	0.013	0.013
	0.9	0.017	0.017	0.016	0.016	0.015	0.014	0.014	0.013	0.012	0.011	0.010
1.0	0.014	0.014	0.013	0.013	0.012	0.012	0.011	0.011	0.010	0.010	0.009	

Annexe IV

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	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		Dy S	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
		ACVF	12	32	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	135	140	
	1,60	Dy S	18	50	135 x 140 x 220	80 x 200	180 x 210	150	160	
		ACVF	18	50	135 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	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	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	320		
6,30	TD 2	31	80	195 x 175 x 230	110 x 210	260 x 260	400			

Notes: Toutes les cotes sont exprimées en centimètres sauf indications contraires. (2) Les profondeurs de cuvette et hauteurs sous dalle sont indiquées suivant la norme NF EN 81-1. (3) Le passage est calculé suivant la norme C-15-100 et C-15-105.

(1) Entraînement: 2 v = 2 vitesses, Dy S = Dynatron S (variation continue de vitesse), ACVF = Variation continue de fréquence, Dy MV = Dynatron (variation continue de vitesse), TD 2 = Transdronic Gidways (variation de tension sans treuil).

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	DM	PM	
					In	Id	In	Id					
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	2000
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



Symbole attribué par le Comité National de Liaison pour le Rééquipement des Handicapés (autorisation d'emploi n° 0011). 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 Schindler 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

Introduction générale

Chapitre

1

Généralités

Chapitre

2

Prédimensionnement

Chapitre

3

Etude des element secondaire

Chapitre

4

Etude dynamique

Chapitre

5

Etude des elements structuraux

Chapter

6

Etude de l'infrastructure

Conclusion

Annexes

Bibliographie

Symboles et notations

Les Plans

Symboles et Notations

A_r : Aire d'une section d'acier de répartition

A_t : Aire d'une section d'acier transversal

A_s : Aire d'une section d'acier

B : la largeur (m).

B_r : Section réduite du béton

E_s : Module d'élasticité de l'acier

E_{vj} : Module de déformation différée du béton à l'âge de j jour

E_{ij} : Module de déformation instantanée du béton à l'âge de j jour

f_{cj} : Résistance caractéristique de compression à j jour

f_{tj} : Résistance caractéristique de traction à j jour

f_e : Limite d'élasticité de l'acier

G : Charges permanente

Q : Charges d'exploitation

E : Actions accidentelles

q_u : Charges réparties ultime

q_s : Charges réparties de service

I : Moment d'inertie

M_u : Moment de calcul ultime

M_s : Moment de calcul de service

N_u : Effort normal ultime

N_s : Effort normal de service.

V : Effort tranchant

S : Surface plane de la structure

d : Position des armatures tendues par rapport à la fibre la plus comprimée

e : Epaisseur

L : Longueur

L_r : Longueur de recouvrement

l_f : Longueur de flambement

I : Rayon de giration

Λ : Elancement

μ : Coefficient de frottement

μ_{bu} : Moment ultime réduit

ν : Coefficient de poisson

σ_{bc} : Contrainte du béton à la compression

σ_s : Contrainte de l'acier à la traction

ϕ_t : Diamètre des armatures transversales

S_t : Espacement des armatures

ζ : Contrainte tangentielle de cisaillement

ζ_{se} : Contrainte d'adhérence

η : Coefficient de fissuration

Ψ_s : Coefficient de scellement

l_s : Longueur de scellement

ξ_{bc} : Raccourcissement relatif du béton

ξ_s : Allongement relatif de l'acier tendu

γ_b : Coefficient de sécurité de béton

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier

γ : Poids spécifique déjaugé

A : Coefficient d'accélération de zone

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.

F_s : Coefficient de sécurité = 1.5

Q : Facteur de qualité

R : coefficient de comportement global

P : Poids du radier (KN).

N : Charge concentrée appliquée (ELS ou ELU).

S_r : surface du radier (m^2).

S_{bat} : Surface totale du bâtiment (m^2).

St : Espacement des armatures.

W : poids propre de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

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

Z : bras de levier

f : Flèche

f_e : Limite d'élasticité

h_t : hauteur total du radier (m).

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

σ : Contrainte normale.

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

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

k_c : Coefficient de portance.

q_0 : Contrainte effective verticale initiale au niveau de fondation (bars).

σ_f : Contrainte effective finale (bars).

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

τ_u : Contrainte de cisaillement (MPa).

η : Facteur d'amortissement.

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

h_0 : épaisseur de la dalle de radier (cm)

h_t : hauteur de la nervure (cm)