



وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
جامعة عبد الحميد بن باديس مستغانم
Université Abdelhamid ben Badis de Mostaganem
كلية العلوم والتكنولوجيا
Faculté des Sciences et de la Technologie



Département de Génie Civil & Architecture

N° d'ordre : M /GCA/2021

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES DE MASTER ACADEMIQUE

Filière : Génie Civil

Spécialité : Structure

Thème

**ÉTUDE D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE RDC
+ 07 ETAGES Avec COMBLE HABITABLE +SOU SOL
(PORTIQUE-VOILE) DANS UNE ZONE DE MOYENNE
SISMICITE SELON LES RÈGLEMENTS B.A.E.L 91 ET LE
RPA99/V2003.**

Présenté par :

1. Goarer Rachida
2. Goarer Ahlem

Soutenu le 20/ 09/ 2021 devant le jury composé de :

Président : M. REZIGUA AHMED

Examineur : M. ZALMAT YACINE

Encadreur: M. Bahar Sadek

Année Universitaire : 2020/ 2021

ملخص

يهدف هذا المشروع الى دراسة بناية ذات طابع سكني وتجاري، تتألف 7 طوابق مع قبو للسكن و طابق تحت ارضي ، يتم إنجازها بولاية البويرة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم **IIa** حسب القواعد الجزائرية المضادة للزلازل **(RPA99version 2003)**.

إن استقرار البناية لكل الحمولات العمودية والأفقية مضمون بواسطة العارضات، الأعمدة والجدران الخرسانية المسلحة.

دراسة وتحليل البناية تمت باستعمال برنامج **(Autodesk Robot Structural Analysis Professional 2014)**

لتحديد الأبعاد وتسليح كل العناصر المقاومة للبناية صمم طبق المعايير والقوانين المعمول بها في الجزائر

(RPA99version 2003, BAEL91)

Résumé

Ce projet présente une étude technique de réalisation d'un bâtiment de forme irrégulière à usage multiple (habitation, service et commerce), constitué d'un R+7 avec un sous sol et un comble habitable. Il est implanté dans la commune de BOUIRA, classée en zone sismique (IIa) selon le RPA99 Version 2003.

La résistance de la structure aux charges horizontales et verticales est assurée par un système portique contreventé par des voile

Le dimensionnement et le calcul du ferrailage de tous les éléments résistants ont été établis conformément aux règlements algériens en vigueur (CBA93 et RPA99 version 2003).

L'analyse dynamique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel "Autodesk Rebot Stuctural Analysis Professionnel 2014

L'étude de l'infrastructure du bâtiment a abouti à une fondation de type Radier général suite à l'importance des charges transmis eau sol d'assise.

En dernier lieu, nous avons proposé des dispositifs d'amélioration des confort thermiques pour la structure dans le but d'entrer dans le développement et de l'efficacité énergétique des bâtiments

Mots clés: étude dynamique, modélisation, béton armé, radié, poteaux, poutres, période de vibration

Remerciement

Avant tout nous remercions Dieu tout puissant de nous avoir donné le privilège et la chance d'étudier, puis la force, le courage, et la patience afin d'achever ce mémoire.

C'est avec une profonde reconnaissance que nous remercions notre encadreur **M. BAHAR SADEK** d'avoir accepté de nous diriger par ses connaissances, ses orientations et ses précieux conseils qui nous ont permis de réaliser ce mémoire de fin d'étude, ainsi que pour le temps qu'il nous a consacré pour évaluer ce travail.

Nous remercions les membres du jury, d'avoir lu et examiner le présent travail.

Nos remerciements les plus chaleureux à tous nos enseignants du département de génie civil pour leurs soutiens en particulier **M. AMMAR BRAHIM** et

M. REZIGUA AHMED qui nous a marqué dans notre cursus universitaire pour sa motivation sa compréhension ses encouragements et

M. BENSOUA MOHAMED pour son aide et ses conseils.

Enfin, nous remercions tous ceux et celles, qui nous ont aidé de loin ou de près pour l'élaboration de ce travail

Dédicace

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

Je dédie ce mémoire :

- ◆ Mes chers parents pour leur encouragement et leur soutien moral et financier.
- ◆ Toute ma famille et mes ami(es) et enseignants.
- ◆ A tous mes camarades d'étude de la promotion de Génie Civil de l'année 2021 en particulier HAMMOU ZAHIA.
- ◆ Tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

Goarer ahlem

Je dédie ce mémoire :

- ◆ Mes chers parents pour leur encouragement et leur soutien moral et financier.
- ◆ Toute ma famille et mes ami(es) et enseignants.
- ◆ A tous mes camarades d'étude de la promotion de Génie Civil de l'année 2021 en particulier HAMMOU ZAHIA.
- ◆ Tous ceux qui ont participé de loin ou de près à la réalisation de ce travail.

Goarer rachida

Table des matières

Résumé

Introduction générale

Chapitre 1 : Présentation de l'ouvrage et hypothèse de calcul	1
1.1 Introduction	1
1.2 Présentation de l'ouvrage	2
1.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	2
1.4 Données sismique de la structure	3
1.5 Le système de contreventement	3
1.6 Définition des éléments de la structure	4
1.6.1 Planchers	4
1.6.2 Les poutres	4
1.6.3 Les poteaux	5
1.6.4 Ossature et contreventement	5
1.6.5 Les voiles	5
1.6.6 Les escaliers	5
1.6.7 La terrasse	5
1.6.8 L'acrotère.....	5
1.6.9 Maçonnerie	5
1.6.10 La cage d'ascenseur	6
1.6.11 Le revêtement	6
1.6.12 Les fondations	6
1.7 Les charges	6
1.8 Définition des états limites.....	6
1.8.1 Etats limites ultimes (ELU)	6
1.8.2 Etats limites de service (ELS)	7
1.9. Caractéristique mécanique des matériaux	7
1.9.1 Béton	7
1.9.2 L'acier	10
1.10. Combinaisons de calcul	12
1.11 Réglementation et normes utilisée	13
CHAPITRE 2 : Pré dimensionnement des éléments	14
2.1 Introduction	14
2.2 Pré dimensionnement des éléments structuraux	14
2.2.1 Les poutres	14
2.2.a) poutre principale	15
2.2.b) poutre secondaire	15
2.3. Pré dimensionnement des plancher	16
2.3.1. Plancher a corps creux	16
2.3.2 Disposition des poutrelles	17

2.3.4 Pré dimensionnement des poutrelles	18
2.4. Les dalles pleines	19
2.5. Descente t charge	19
2.5.1. Charge permanant et charge d'exploitation	19
2.6. Les poteaux	22
2.6.1 Loi des dégression des surcharges	22
2.6.2 Méthode de calcul	24
2.7. Calcul de la section du poteau	25
2.7.1. Localisation des poteaux les plus sollicitée	25
2.8. Les voiles	26
2.8.1 Définition	26
2.8.2. Pré dimensionnement	30
CHAPITRE 3: Calcul des éléments secondaires	33
3.1 Etude de l'acrotère	33
3.2 Définition	33
3.1.2 Schéma statique	33
3.1.3 Détermination des sollicitations	34
3.1.4. Combinaison de sollicitation	35
3.1.5. Ferrailage.....	35
3.1.5.1 Calcul du ferrailage a L'ELU	35
3.1.5.2 Vérification a L'ELU	36
3.5.1.3 Vésication a L'ELS.....	37
3.5.1.4 Schéma statique	39
3.2 Etude du balcon	39
3.2.1 Dessuent charge	40
3.2.2. Les charges et les sollicitations.....	40
3.2.3. Calcul du ferrailage	40
3.2.3.1 Armature principale	40
3.2.4. Vérification de la flèche	42
3.2.5. Schéma statique	42
3.3. Escalier	43
3.3.1. Introduction	43
3.3.2. Pré-dimensionnement	44
3.3.3. Descente de charges	45
3.3.1.1 Calcul des sollicitations.....	45
3.3.1.2 Ferrailage.....	52
3.3.1.3 Vérification à L'ELU.....	53
3.3.1.4 Vérification à L'ELS.....	55
3.3.1.5 Schéma de ferrailage pour l'escalier étage courant.....	58
3.3.1.6. Etude de la poutre palière	58
3.4.1. Dimensionnement de la dalle :.....	65
3.4.2. Calcul des sollicitations.....	66

3.4.3. Ferrailage.....	69
3.4.4 Vérifications.....	71
3.4.5. Schéma de ferrailage pour la dalle machine.....	74
CHAPITRE 4: Etude des planchers	75
4. Etude des planchers	75
4.1.Introduction.....	75
4.2.1. Dalle de compression	75
4.2.2. Calcul des poutrelles.....	76
4.2.3. Ferrailage des poutrelles	90
4.2.4. Vérification à L'ELS.....	94
4.2.5 Schéma de Ferrailage du plancher.....	97
4.3 Les dalles pleines.....	97
4.3.2 Méthode de calcul.....	98
4.3.2.1 Calcul des sollicitations.....	98
4.3.2.2 Ferrailage.....	98
4.3.2.3 Schéma de Ferrailage pour les dalles pleines.....	101
CHAPITRE 5 : Etude dynamique et sismique	102
5.1 Introduction.....	102
5.2 Etude sismique.....	102
5.2.1 Modélisation de la masse.....	102
5.2.2 La modélisation de la structure.....	102
5.3 Choix de la méthode de calcul	104
5.3.1. La Méthode statique équivalente	104
5.3.2. Les méthodes dynamiques.....	104
5.4 Calcul de la résultante des forces	106
5.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ (RPA99 ver 2003/art 5.9).....	111
5.6 Caractéristiques Géométriques	113
5.6.1 Centre de masse	112
5.6.2 Centre de torsion	114
5.6.3 Calcul de l'excentricité	114
CHAPITRE 6 Ferrailage des éléments principaux	117
6.1. Introduction	117
6.2. Définitions	117
6.2.1. Poteaux	117
6.2.2. Poutres	117
6.3. Ferrailage des portiques	117
6.3.1. Combinaisons d'actions	117.
6.3.2. Ferrailage des poutres	118
6.3.2.1. Les sollicitations des poutres	117
6.3.2.2. Exemple de calcul	117

6.3.3. Ferrailage des poteaux	126
CHAPITRE 7 Etude des voiles	139
7.1. Introduction	139.
7.2. Ferrailage des voiles de contreventement	139
7.2.1. Les armatures verticales	140
7.2.2. Les Armatures horizontales.....	141
7.2.3. 7.2.3. Ferrailage des Voiles.....	141
7.2.4. Exemple de calcul5 du RDC	142
CHAPITRE 8 Etude de l'infrastructure	148
8.1. Introduction	148.
8.1.1. Classification des fondations	148
8.1.2Choix et type de fondations.....	148
8.2. Calcul des semelles isolées :.....	148
8.2.1. Pré dimensionnement	149
8.3. Calcul des semelles filantes	150.
8.4. Calcul d'un radier général.....	151.
8.4.1. Introduction	151
8.4.2. Pré dimensionnement du radier.....	151
8.4.2.2. La nervure:.....	153
8.4.3. Détermination des sollicitations	156
8.4.4. Ferrailage du radier	160
8.4.4.1. Ferrailage de la dalle	160.
8.4.4.2Vérification des contraintes de compression dans le béton.....	164
8.5.Débord.....	167
8.6.Schéma de ferrailage.....	169
8.7 Ferrailage de la nervure.....	169
8.7.1. 1. Transmission des charges des dalles aux poutres.....	170.
8.7.1.2Application de la méthode.....	172.
8.7.2. Dimensionnement des nervures.....	176
8.7.3 Calcule les armatures	177
8.7.3.1Armatures longitudinales:.....	177
8.7.3.2Armatures transversales	178
8.8 Schéma de Ferrailage de la nervure.....	179
8.9 Etude du voile périphérique.....	181
8.9.1 Introduction	181
8.9.2 Dimensionnement	181
8.9.3.Ferrailage.....	182

Liste des figures :

CHAPITRE1: Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Figure 1. 1 : Vue de Façade et Coupe A-A	2
Figure 1.2 Vue en plan sous sol.....	2
Figure 1 .3: Vue en plan RDC	3
Figure I.4: Plan toiture.....	3
Figure 1.5: Poutre en béton armé	5
Figure 1 .6: Poteau	5
Figure I.7: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELU	9
Figure 1. 8: Diagramme de calcul contrainte - déformation du béton à l'ELS	10
Figure 1. 9: Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'ELU	11

CHAPITRE2 : Pré dimensionnement des éléments

Figure 2. 1: Section transversale d'une poutre	13
Figure 2. 2: Section d'une poutre principale	14
Figure 2. 3: Section d'une poutre secondaire.....	14
Figure 2 .4: Coupe transversale d'un plancher à corps creux.....	16
Figure 2. 5: Coupe transversale.....	17
Figure 2.6: Constituants d'un plancher terrasse.....	19
Figure 2 7: Constituants d'un plancher courant.....	20
Figure 2 8: Hauteur libre d'étage.....	21
Figure 2 9 : Schéma de la loi de dégression.....	22
Figure 2 10: Section réduite du béton.....	23
Figure 2 11 Schéma représentatif d'un étage courant.....	23
Figure 2 12: Surface d'influence du poteau centrale.....	24
Figure2 13: Coupe de voile en élévation.....	28
Figure2 14: Coupe de voile en plan	29

CHAPITRE3:Etude des éléments non structuraux

Figure31:Schéma statique et dimensions de l'acrotère.....	31
Figure 3 2: Schéma statique de l'acrotère.....	31
Figure 3.3: Sollicitations agissantes sur l'acrotère parti encastré.....	32
Figure 3 4: Section obtenue pour le ferrailage.....	32
Figure 3 5: Ferrailage de l'acrotère.....	37
Figure 3 6: Dimensions du balcon.....	37
Figure 3 7: Schéma statique à L'ELS et L'ELU pour les balcon.....	39
Figure 3 8: Section de Calcul	40
Figure 3 9: Schéma de ferrailage de balcon.....	42
Figure 310: Schéma de la volée et du palier.....	44
Figure3.11:Section transversale pour la paillasse de l'escalier.....	52
Figure 3.12: Schéma de ferrailage pour L'escalier.	58
Figure 3 13: Schéma statique de la poutre palière.....	58
Figure 3 14: Schéma de Ferrailage de la poutre palière.....	64
Figure 3 15: Schéma d'ascenseur.....	64
Figure 3 16: Répartition de la charge localisée sur la dalle.....	65
Figure3.17:Ferrailage de la dalle du local machine.....	74

CHAPITRE 4 : Etude du plancher

Figure 4 1 : Treillis soudés (20x20) cm^2	76
Figure 4 2: Dimension des poutrelles1.....	77
Figure 4 3: Schéma statique Type 1.....	79

Figure 4 4: Schéma statique Type 4.....	79
Figure 4.5: Effort tranchant de la méthode forfaitaire pour une poutre à 2 travées.....	82
Figure 4. 6: Effort tranchant de la méthode forfaitaire pour une poutre à plusieurs travées.....	82
Figure 4. 7: Diagramme des moments à L'ELU de la poutre de type 1 à 5 travées.....	84
Figure 4. 8: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU de la poutre de type 1 à 5 travées.....	84
Figure 4. 9: Diagramme des moments à L'ELS de la poutre de type 1 à 5 travées.....	87
Figure 4. 10: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS de la poutre de type 1 à 5 travées.....	88
Figure 4. 11: Schéma statique Type 2.....	88
Figure4 12: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU de la poutre de type (4) à 2 travées.....	90
Figure 4 13: Diagramme des efforts tranchants à L' ELU de la poutre de type (4) à 2travées.....	90
Figure4.14:Dimension des poutrelles.....	91
Figure4.15:Section de calcul.....	92
Figure4.16: Ferrailage du plancher.....	97
Figure 4 17: Dimension des dalles pleines.....	97
Figure 4 18: Schéma de Ferrailage pour les dalles pleines.....	101
CHAPITRE 5:Etude dynamique et sismique de la structure	
Figure 5. 1: Vue 3D de la structure avec le sous sol.....	103
Figure 5 .2 Disposition des voiles vue en plan.....	109
CHAPITRE 6: Ferrailage des éléments principaux	
Figure 6 .1: : Ferrailage de la poutre principale.....	126
Figure6.2: Ferrailage de la poutre secondai.....	126
Figure 6.3: Direction des moments et effort normal dans un poteau.....	127
Figure 6 4: La zone nodale.....	129
Figure 6 5: La zone nodale.....	137
Figure6 6 : Schéma de ferrailage des poteaux	139
CHAPITRE 7: Etude des voiles	
Figure.7.1. Les sollicitations de calcul d'un voile.....	140
Figure.7.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles.....	140
Figure 7 .3 : Schéma de ferrailage du voile 5.....	147
CHAPITRE 8 : Etude du l'infrastructure	
Figure.8.1. Semelle isolée	149
Figure.8.2. Schéma d'un radier.....	151
Figure.8.3.Dimensions du radier.....	152
Figure.8.4.Schéma de transmission des charges.....	155
Figure 8 5 : Diagramme des contraintes.....	157
Figure.8.6. Ancrage de la structure.....	161
Figure8.7 : Dimension du panneau choisi.....	160
Figure.8.8:Schéma statique du débord.....	168

Figure 8.9: Schéma de ferrailage pour le radier.....	169
Figure 8.10 : Transmission des charges des dalles aux poutres.....	170
Figure 8.11 : Distribution de charge sur les deux filles les plus sollicitées suivant les deux sens.....	171
Figure 8.12 : Diagramme des moments de la poutre 2-2 à L'ELU.....	173
Figure 7.13:Diagramme des moments de la poutre 2-2 à L'ELS.....	175
Figure 8.14: Diagramme des moments de la poutre D-D à L'ELU.....	176
Figure 8.15: Diagramme des moments de la Poutre D-D à L'ELS.....	176
Figure 8.16:Dimensions de la nervure.....	177
Figure 8.17: Coupe longitudinale de la nervure 2-2.....	181
Figure 8.18: Coupe longitudinale de la nervure D-D.....	181
Figure 8.19: Coupe transversale de la nervure 2-2.....	181
Figure 8.20: Coupe transversale de la nervure D-D.....	182
Figure 8.21:Voile périphérique.....	183
Figure 8.22:Schéma statique du voile périphérique.....	183
Figure 8.23: Dimension du voile.....	184
Figure 8.24: Ferrailage du voile périphérique.....	190

Figure II 16: Surface d'influence du poteau centrale.....	48
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires	
Figure III 1: Coupe verticale de l'acrotère	57
Figure III 2: Schéma statique de l'acrotère	58
Figure III 3: Sollicitations agissantes sur l'acrotère partie encastré	58
Figure III 4 : Section obtenue pour le ferrailage	60
Figure III 5: Schémas de ferrailage de l'acrotère	65
Figure III 6: Dimensions du balcon.....	66
Figure III 7: Schéma statique à L'ELS et L'ELU pour les balcons	67
Figure III 8: Diagramme des moments et des efforts tranchant pour les balcons	68
Figure III 9: Schéma de ferrailage de balcon	71
Figure III 10: Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU pour l'escalier étage courant	77
Figure III 11: Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS pour l'escalier étage courant	78
Figure III 12: Section transversale pour la paillasse de l'escalier étage courant	79
Figure III 13: Le moment max qui revient à la poutrelle avant la mise en place des revêtements	

Figure II 16: Surface d'influence du poteau centrale.....	48
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires	
Figure III 1: Coupe verticale de l'acrotère	57
Figure III 2: Schéma statique de l'acrotère	58
Figure III 3: Sollicitations agissantes sur l'acrotère partie encastré	58
Figure III 4 : Section obtenue pour le ferrailage	60
Figure III 5: Schémas de ferrailage de l'acrotère	65
Figure III 6: Dimensions du balcon.....	66
Figure III 7: Schéma statique à L'ELS et L'ELU pour les balcons	67
Figure III 8: Diagramme des moments et des efforts tranchant pour les balcons	68
Figure III 9: Schéma de ferrailage de balcon	71
Figure III 10: Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU pour l'escalier étage courant	77
Figure III 11: Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS pour l'escalier étage courant	78
Figure III 12: Section transversale pour la paillasse de l'escalier étage courant	79
Figure III 13: Le moment max qui revient à la poutrelle avant la mise en place des revêtements	84
Figure III 14: Le moment du à la charge permanente qui revient à la poutrelle	85
Figure III 15: Schéma de ferrailage pour L'escalier étage courant	87
Figure III 16: Schéma statique de la poutre palière étage courant	88
Figure III 17: Diagramme des moments et efforts tranchants de la poutre palière étage courant	90
Figure III 18: Schéma de Ferrailage de la poutre palière pour l'étage courant	96
Figure III 19: Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELU pour RDC	101
Figure III 20: Diagramme des moments et des efforts tranchants à L'ELS pour RDC	102
Figure III 21: Section transversale pour la paillasse de l'escalier RDC	103
Figure III 22: Moment max qui revient à la poutrelle avant la mise en place des revêtements	107
Figure III 23: Le moment du à la charge permanente qui revient à la poutrelle.	108
Figure III 24: Schéma de ferrailage d l'escalier RDC	110
Figure III 25: Schéma statique de la poutre palière RDC	110
Figure III 26: Diagramme des moments et efforts tranchants de la poutre palière RDC	112

Figure III 27: Schéma de ferrailage de la poutre palière du RDC	117
Figure III 28: Diagramme des moments à L'ELU pur la première volée d'escalier sous sol	119
Figure III 29: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU pour la première volée d'escalier sous sol	119
Figure III 30: Diagramme des moments à L'ELS pour la première volée d'escalier sous sol	120
Figure III 31: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS pur la première volée escalier sous sol	120
Figure III 32: Section transversale pour la paillasse de la première volée d'escalier sous sol	121
Figure III 33: Le moment max qui revient à la poutrelle avant la mise en place des revêtements	125
Figure III 34: Moment du à la charge permanente qui revient à la poutrelle.	125
Figure III 35: Schéma de ferrailage pour de la première volée d'escalier du sous sol	127
Figure III 36: Diagramme des moments à L'ELU pur la deuxième volée d'escalier sous sol	128
Figure III 37: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU pour la volée d'escalier sous sol .	129
Figure III 38: Diagramme des moments à L'ELS pur la deuxième volée d'escalier sous sol	130
Figure III 39: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS pour la volée d'escalier sous sol	130
Figure III 40: Section transversale pour la paillasse de la deuxième volée d'escalier sous sol	130
Figure III 41: Le moment max qui revient à la poutrelle avant la mise en place des revêtements	134
Figure III 42: Le moment du à la charge permanente qui revient à la poutrelle	134
Figure III 43: Schéma de ferrailage pour de la deuxième volée d'escalier du sous sol	137
Figure III 44: Schéma statique de la poutre palière du Sous sol	137
Figure III 45: Diagramme des moments et efforts tranchants de la poutre palière du sous sol	139
Figure III 46: Schéma de ferrailage de la poutre palière du sous sol	144
Figure III 47: Diagramme des moments à L'ELU pour l'escalier de la trappe d'accès	146
Figure III 48: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU pour l'escalier de la trappe d'accès	146

Figure III 49: Diagramme des moments à L'ELS pour l'escalier de la trappe d'accès	147
Figure III 50: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU pour l'escalier de la trappe d'accès	147
Figure III 51: La section transversale pour la paillasse de la trappe d'accès	148
Figure III 52: Le moment max qui revient à la poutrelle avant la mise en place des revêtements	151
Figure III 53: Le moment du à la charge permanente qui revient à la poutrelle	152
Figure III 54: Schéma de ferrailage pour l'escalier de la trappe d'accès	154
Figure III 55: Treillis soudés (20x20) cm ²	156
Figure III 56: Dimension des poutrelles	156
Figure III 57: La nervure	157
Figure III 58: Schéma statique Type 1	161
Figure III 59: Schéma statique Type 2	161
Figure III 60: Schéma statique Type 3	161
Figure III 61: Schéma statique Type 4	161
Figure III 62: Schéma statique Type 5	161
Figure III 63: Effort tranchant de la méthode forfaitaire pour une poutre à 2 travées	164
Figure III 64: Effort tranchant de la méthode forfaitaire pour une poutre à plusieurs travées	164
Figure III 65: Diagramme des moments à L'ELU de la poutre de type 1 à 5 travées	166
Figure III 66: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU de la poutre de type 1 à 5 travées	166
Figure III 67: Diagramme des moments à L'ELS de la poutre de type 1 à 5 travées	169
Figure III 68: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS de la poutre de type 1 à 5 travées	170
Figure III 69: Schéma statique Type 2	170
Figure III 70: Diagramme des moments à L'ELU de la poutre de type (2) à 3 travées	172
Figure III 71: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU de la poutre de type (2) à 3 travées	172
Figure III 72: Diagramme des moments à L'ELS de la poutre de type (2) à 3 travées	174
Figure III 73: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS de la poutre de type (2) à 3 travées	175
Figure III 74: Schéma statique Type 3	175
Figure III 75: Diagramme des moments à L'ELU de la poutre de type (3) à 2 travées	177

Figure III 76: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU de la poutre de type (3) à 2 travées	177
Figure III 77: Diagramme des moments à L'ELS de la poutre de type (3) à 2 travées	179
Figure III 78: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS de la poutre de type (3) à 2 travées	179
Figure III 79: Schéma statique Type 4	179
Figure III 80: Diagramme des moments fléchissants à L'ELU de la poutre de type (4) à 2 travées	181
Figure III 81: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU de la poutre de type (4) à 2 travées	181
Figure III 82: Diagramme des moments à L'ELS de la poutre de type (4) à 2 travées	183
Figure III 83: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS de la poutre de type (4) à 2 travées	183
Figure III 84: Schéma statique Type 5	184
Figure III 85: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU et à L'ELS de la poutre de type (5) à une seule travée	184
Figure III 86: Diagramme des moments à L'ELU et à L'ELS de la poutre de type (5) à une seule travée	185
Figure III 87: Dimension des poutrelles	185
Figure III 88: Section de calcul	186
Figure III 89: Ferrailage du plancher	194
Figure III 90: Dimension des dalles pleines	195
Figure III 91: Schéma de Ferrailage pour les dalles pleines	198
Figure III 92: Schéma d'ascenseur	199
Figure III 93: Répartition de la charge localisée sur la dalle	199
Figure III 94 : Diagrammes des moments à L'ELU	203
Figure III 95: Diagrammes des moments à L'ELS	203
Figure III 96: Ferrailage de la dalle du local machine	208
CHAPITRE IV : Etude dynamique et sismique de la structure	
Figure IV 1: Diagramme Distribution de l'effort tranchant en %	213
Figure IV 2: Diagramme Distribution de l'effort tranchant en %	213
Figure IV 3: Vue 3D de la structure avec le sous sol	218
Figure IV 4: Vue 3D de la structure avec le sous sol	218

Figure IV 5: Disposition des voiles vue en plan	219
Figure IV 6: Premier mode de vibration	223
Figure IV 7: Deuxième mode de vibration	223
Figure IV 8: Troisième mode de vibration	224
Figure IV 9: Distribution des forces	234
CHAPITRE V : Ferrailage des éléments principaux	
Figure V 1: Sollicitation des poteaux	240
Figure V 2: Zone nodale des poteaux	243
Figure V 3 : Section du poteau soumis à la flexion composée déviée	243
Figure V 4: Crochet des barres horizontales	252
Figure V 5: Dimension du poteau	256
Figure V 6: Abaque d' A.Roussopoulos	256
Figure V 7: Schéma de ferrailage des poteaux	257
Figure V 8: Sollicitation maximale en travée et en appuis prises au niveau des poutres de RDC à ELU	259
Figure V 9: Sollicitation maximale en travée et en appuis prises au niveau des poutres de RDC à ELU	260
Figure V 10: Sollicitation maximale en appuis prises au niveau des poutres de RDC pour ACC	260
Figure V 11: Sollicitation maximale en travée prises au niveau des poutres de RDC pour ACC	260
Figure V 12: Ferrailage longitudinal des poutres principales du RDC	262
Figure V 13: Sollicitations de calcul pour les poutres principales de chaque niveau	263
Figure V 14: Les espacements nécessaires à vérifiées dans une poutre	268
Figure V 15: Schéma1 de ferrailage des poutres principales	272
Figure V 16: Schéma2 de ferrailage des poutres principales	272
Figure V 17: Schéma3 de ferrailage des poutres principales	273
Figure V 18:Schéma1 de ferrailage des poutres secondaires	273
Figure V 19: Schéma 2 de ferrailage des poutres secondaires	274
Figure V 20: Sollicitations des voiles	275
Figure V 21: Disposition des armatures verticales dans le voile	277
Figure V 22: Diagramme des contraintes	280
Figure V 23: Diagramme des contraintes	282

Figure V 24 : Schéma de ferrailage du voile 5	288
CHAPITRE VI : Etude de l'infrastructure	
Figure VI 1: Dimension d'une semelle isolée.....	290
Figure VI 2: Portique 1-1 du sous sol	291
Figure VI 3: Nervure et dalle d'un radier	293
Figure VI 4: Dimension d'un radier.....	294
Figure VI 5: Schéma de transmission des charges	296
Figure VI 6: Schéma de transmission des charges	296
Figure VI 7: Diagramme des contraintes	298
Figure VI 8: Dimension du panneau choisi	301
Figure VI 9: Schéma statique du débord	305
Figure VI 10: Transmission des charges des dalles aux poutres	307
Figure VI 11: Distribution de charge sur les deux filles les plus sollicitées suivant les deux sens	308
Figure VI 12: Diagramme des moments de la poutre 2-2 à L'ELU	311
Figure VI 13: Diagramme des moments de la poutre 2-2 à L'ELS	312
Figure VI 14: Diagramme des moments de la poutre D-D à L'ELU.....	313
Figure VI 15: Diagramme des moments de la Poutre D-D à L'ELS	314
Figure VI 17: Le ferrailage adopté pour la nervure	315
Figure VI 16: Dimensions de la nervure	315
Figure VI 18: Coupe longitudinale de la nervure 2-2	318
Figure VI 19: Coupe longitudinale de la nervure D-D	318
Figure VI 20: Coupe transversale de la nervure 2-2	319
Figure VI 21: Coupe transversale de la nervure D-D	319
Figure VI 22: Voile périphérique	320
Figure VI 23: Schéma statique du voile périphérique	321
Figure VI 24: Dimension du voile	322
Figure VI 25: Ferrailage du voile périphérique	323
Figure VI 26: Ferrailage du voile périphérique	325
CHAPITRE VII : Les dispositifs d'amélioration des confort thermiques du bâtiment	
Figure VII 1: Situation de la ville Brouira par rapport à la mer	327
Figure VII 2: Isolation d'un radier	328

Figure VII 3: Isolation des murs extérieurs	329
Figure VII 4: Isolation de murs intérieurs	330
Figure VII 5: Fenêtres et baies dans les façades nord et sud	331
Figure VII 6: Schéma de principe d'un chauffe-eau électrique	333
Figure VII 7: Schéma de la climatisation solaire	334

Liste des tableaux :

CHAPITRE 1 : Présentation de l'ouvrage et hypothèses de calcul

Tableau 1. 1: Dimension de l'ouvrage.....	3
Tableau 1. 2: Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.....	9

CHAPITRE 2 : Pré dimensionnement des éléments

Tableau2. 1: Pré dimensionnement des poutres.....	15
Tableau 2. 2 : Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible	19
Tableau 2. 3: Evaluation des charges dans le plancher étage courant.....	19
Tableau 2. 4: Evaluation des charges dans la dalle pleine comble.....	20
Tableau 2. 5: Evaluation des charges des murs extérieurs.....	20
Tableau 2. 6: Evaluation des charges des murs intérieurs.....	20
Tableau 2. 7: Dégression des charges d'exploitation.....	22

Tableau 2. 8: Charges et surcharges revenant aux poteaux de chaque niveau.....	26
--	----

Tableau 2. 9: Récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poteaux.....	26
---	----

Tableau 2. 10: Vérification des poteaux au flambement.....	27
--	----

Tableau 2. 11: Caractéristiques des éléments structuraux.....	30
---	----

CHAPITRE 3 Etude des éléments non structuraux

Tableau 3. 1: Les sollicitations agissantes sur l'acrotère	33
--	----

Tableau 3.2 Vérification pour la contrainte de compression.....	36
---	----

Tableau 3.3: Evaluation des charges au niveau du balcon.....	38
--	----

Tableau 3. 4: Les valeurs des moments et des efforts tranchants pour les balcons.....	40
---	----

Tableau 3 5: Evaluation des charges du palier de repos.....	45
---	----

Tableau 3.6: Evaluation des charges de la paillasse pour l'escalier de l'étage courant.....	45
---	----

Tableau 3. 7: Tableau récapitulatif des moments à L'ELU pour l'escalier étage courant.....	49
--	----

Tableau 3. 8: Tableau récapitulatif des moments à L'ELS pour l'escalier étage courant.....	52
--	----

Tableau 3.9: Ferrailage obtenu pour l'escalier étage courant.....	55
---	----

Tableau 3.10 Ferrailage obtenu pour l'escalier étage courant:	55
---	----

Tableau 3.11 : Contrainte de compression dans le béton.....	63
---	----

Tableau3. 12: Les armatures choisies pour la poutre palière étage courant.....	63
--	----

Tableau3. 13: Moment agissant sur la dalle machine à L'ELU.....	68
---	----

Tableau3. 14: Moment agissant sur la dalle machine à L'ELS.....	69
---	----

Tableau3. 15: Ferrailage suivant le sens x.....	70
---	----

Tableau3. 16: Ferrailage suivant le sens y.....	71
---	----

Tableau3. 17: Vérification de compression dans le béton ELS suivant x.....	72
--	----

Tableau3. 18: Vérification de compression dans le béton ELS suivant sens y.....	72
---	----

CHAPITRE 4 : Etude des planchers

Tableau4. 1: Charge et surcharge des planchers.....	78
---	----

Tableau4. 2: Moment isostatique pour le type 1 à L'ELU.....	80
---	----

Tableau4. 3: Moment en travée pour le Type 1 à L'ELU.....	82
---	----

Tableau4. 4: Effort tranchant pour le type 1 à L'ELU	83
--	----

Tableau4. 5: Moment isostatique pour le type 1 à L'ELS.....	84
---	----

Tableau4. 6: Moment en travée pour le type 1 à L'ELS.....	86
Tableau4. 7: Effort tranchant pour le type 1 à L'ELS.....	87
Tableau 4.8 Moment en travée pour le type 4 à l'ELU.....	89
Tableau 4.9: Effort tranchant pour le type 4 à L'ELU.....	90
Tableau 4. 10: Sollicitations maximales pour le calcul à L'ELU.....	91
Tableau 4 11: Evaluation des charges du palier de repos.....	91
Tableau 4.12: Vérification de la contrainte du béton à L'ELS.....	94
Tableau 4. 13: Vérification de la contrainte du béton à L'ELS.....	100
CHAPITRE 5: Etude dynamique et sismique de la structure	
Tableau 5..1: Valeurs des pénalités.....	106
Tableau 5..2: Mode de vibration et participation massique courant.....	110
Tableau 5..3: Ferrailage obtenu pour l'escalier étage courant.....	112
Tableau 5..4: Ferrailage obtenu pour l'escalier étage courant.....	113
Tableau5.5:Tableau des centres des masses	114
Tableau5.6: Calcul de l'excentricité théorique.....	115
Tableau 5.7: Combinaisons des réponses modales.....	116
Tableau 5.8: Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinal.....	116
Tableau 5.9: Distribution de la résultante des forces sismiques sens transversal.....	117
CHAPITRE 6: Ferrailage des éléments principaux	
Tableau 6..1: Tableaux Récapitulatif de calcul des contraintes.....	109
Tableau 6..2: Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la poutre principale.....	119
Tableau 6..3: Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la poutre secondaire.....	120
Tableau 6..4: Tableau récapitulatif des efforts tranchants.....	120
Tableau6.5: Tableau récapitulatif du ferrailage des poutres	126
Tableau6.6: Les sollicitations obtenues par Rebot sous combinaisons durables.....	115
Tableau 6.7: Les sollicitations obtenues par Rebot sous combinaisons accidentelle.....	116
Tableau 6.8: Tableau récapitulatif des résultats de sections du ferrailage obtenu par rebot expert.....	137
Tableau 6.9: Ferrailage longitudinal adopté pour les poteaux	139
CHAPITRE 7 : Etude des voiles	
Tableau 7. 1: Tableau de Vérifications des contraintes.....	144
Tableau 7. 2: Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques.....	144
Tableau7. 3: Sollicitations calcul pour le voile 5.....	145
Tableau 7. 4 : Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical dans les zones tendues...	146
CHAPITRE 8 : Etude de l'infrastructure	

Tableau 8/. 1: Tableau de Vérifications des contraintes.....	160
Tableau 8. 2: Tableau des moments fléchissant des panneaux.....	163
Tableau 8. 3: Tableau des moments fléchissant en appuis et en travées.....	163
Tableau 8. 4: Le ferrailage à l'ELU	165
Tableau 8. 5: Vérification des contraintes (sens X-X).....	167
Tableau 8. 6: Vérification des contraintes (sens Y-Y).....	168
Tableau 8. 7: Charge de la file 2-2 à L'ELU suivant le sens y.....	172
Tableau 8.8 Charge de la file D-D à L'ELU suivant le sens x.....	173
Tableau 8.9: Charge de la file 2-2 à L'ELS suivant le sens y.....	173
Tableau 8. 10: Charge de la file D-D à L'ELS suivant le sens x.....	173
Tableau 8 11: Sollicitation de la Poutre 2-2 à L'ELU.....	175
Tableau 4.12: Sollicitation de la Poutre 2-2 à L'ELU.....	175
Tableau 4. 13Sollicitation de la Poutre D-D à L'ELU.....	176
Tableau 8.14: Sollicitation de la Poutre D-D à L'ELS.....	177
Figure 8.15: Le ferrailage adopté pour la nervure.....	179
Tableau 8.16: Vérification des contraintes (sens Y-Y).....	180
Tableau 8.17: Vérification des contraintes (sens X-X).....	180
Figure 8.18: Ferrailage du voile périphérique.....	185
Tableau 7.19 : Vérification des contraintes (sens X-X).....	188
Tableau 8.20 : Vérification des contraintes (sens Y-Y).....	189

Introduction générale

Construire était et reste un des grandes préoccupations de l'homme depuis des siècles, cette préoccupation s'est accrue avec le développement de l'industrie et la véritable explosion démographique, ce qui a conduit les décideurs dans tous les pays du monde à adopter la solution de bâtir en hauteur suite aux limitations des terrains en villes et les importantes demandes en logements et espaces de travail (bureaux, ateliers ...).

Cette solution n'est pas sans difficultés ; en augmentant la hauteur, les structures deviennent plus vulnérables et plus exposées aux sollicitations sismiques et celles dues au vent, mettant ainsi les vies de ces occupants ainsi que celles de ces voisins en danger sans oublier les pertes matérielles.

Les ingénieurs sont toujours confrontés au problème de la non connaissance exacte des lois de comportement des matériaux, ainsi que celles des sollicitations ceci a conduit les ingénieurs à établir des règlements de conception et de calcul des structures avec un compromis entre coût et niveau de sécurité à considérer.

En Algérie les expériences vécues, durant les derniers séismes a conduit les pouvoirs publics avec l'assistance des experts du domaine à revoir et à modifier le règlement parasismique Algérien en publiant le RPA99 version 2003 dans lequel des règles de conception et de calculs sont spécifiés.

Une structure doit être calculée et conçue de telle manière qu'elle reste apte à l'utilisation pour laquelle elle a été prévue, compte tenu de sa durée de vie envisagée et de son coût

Dans le cadre de notre projet nous avons procédé au calcul d'un bâtiment d'habitation avec services-commerce (d'un R+7 avec un comble habitable et un sous sol) implanté à Bouira qui est classé d'après le règlement parasismique algérien comme zone de moyenne sismicité (IIa).

Les calculs ont été menés en respectant les différents codes de calcul et de conception des structures du génie civil, notamment CBA93, BAEL91, RPA99 version 2003 et les différents DTR.

L'étude de ce projet sera menée selon les étapes principales suivantes :

- 1- Présentation de l'ouvrage
- 2- Pré dimensionnement des éléments.
- 3- Étude des éléments secondaires
- 4- Étude dynamique (analyse du modèle de la structure en 3D à l'aide du logiciel de calcul Robot Structural).
- 5- Étude des éléments structuraux
- 6- Étude de l'infrastructure

Abstract

This project presents a technical study for the realization of an irregularly shaped building for multiple use (housing, service and commerce), consisting of an R + 7 with a basement and a habitable attic. It is located in the commune of BOUIRA, classified as a seismic zone (IIa) according to the RPA99 Version 2003.

The resistance of the structure to horizontal and vertical loads is ensured by a portal system braced by sails.

The dimensioning and the calculation of the reinforcement of all the resistant elements were established in accordance with the Algerian regulations in force (CBA93 and RPA99 version 2003).

The dynamic analysis of the structure was carried out using the software "Autodesk Rebot Structural Analysis Professional 2014"

The study of the building infrastructure resulted in a general raft foundation due to the importance of the loads transmitted to the soil.

Finally, we proposed devices to improve the thermal comfort of the structure in order to enter into the development and energy efficiency of buildings

Key words: dynamic study, modeling, reinforced concrete, radiated, columns, beams, vibration period.

1.1 Introduction :

Le génie civil représente l'ensemble des techniques de constructions civiles. Les ingénieurs en génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement.

1.2 Présentation de l'ouvrage

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est un bâtiment à usage multiple (habitation, service et commerce), classé d'après le règlement parasismique algérien (RPA 99 / version 2003) dans le groupe 2, ayant une importance moyenne. Il est composé d'un R+7 avec un comble habitable et un sous sol. Sa structure est en béton armé composé de portiques et de voiles avec une terrasse inaccessible.

- ✓ Le sous sol est un dépôt destiné au stockage.
- ✓ Le RDC est à usage commercial.
- ✓ Le premier étage est à usage service.
- ✓ Le comble ainsi les six autres niveaux sont à usage d'habitation dont chaque niveau contient trois appartements.
- ✓ L'ouvrage comporte aussi:
 - 01 cage d'escaliers
 - 01 cage d'ascenseur

L'ouvrage est implanté à centre de la wilaya de Bouira. Cette région est classée en zone de sismicité moyenne (IIa) selon la classification établie par le règlement parasismique Algérien (RPA 99 / version 2003)

1.3 Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

Dimension en élévation		Dimension en plan	
Hauteur totale du bâtiment	28.34m	La longueur totale	17.6m
Hauteur du RDC	4.08m	La largeur totale	19.6m
Hauteur d'étage courant	3.06m		
Hauteur du sous sol	3.23m		
Hauteur du comble	2.84m		

Tableau I 1 : Dimension de l'ouvrage

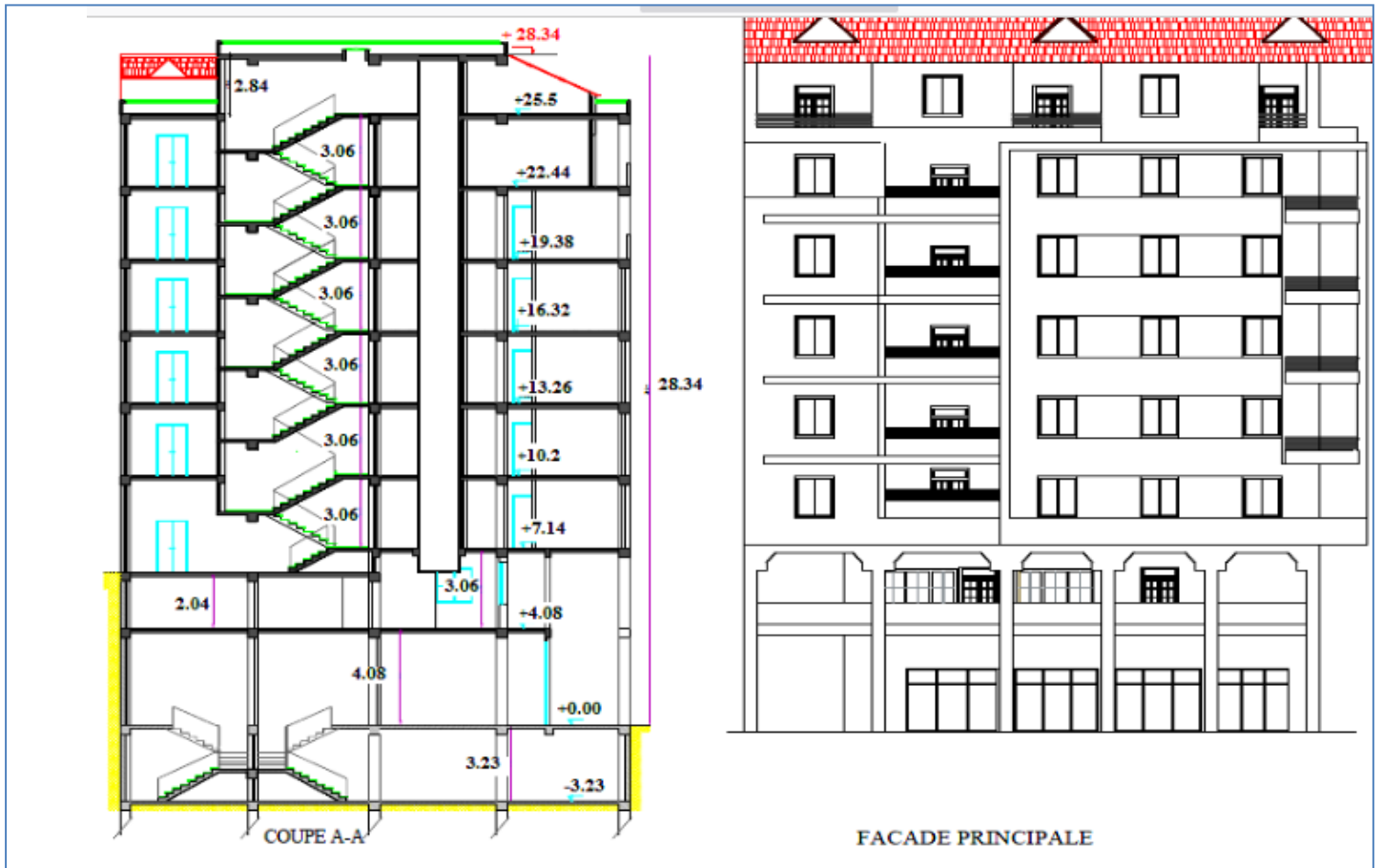


Figure I 1: Vue de Façade et Coupe A-A

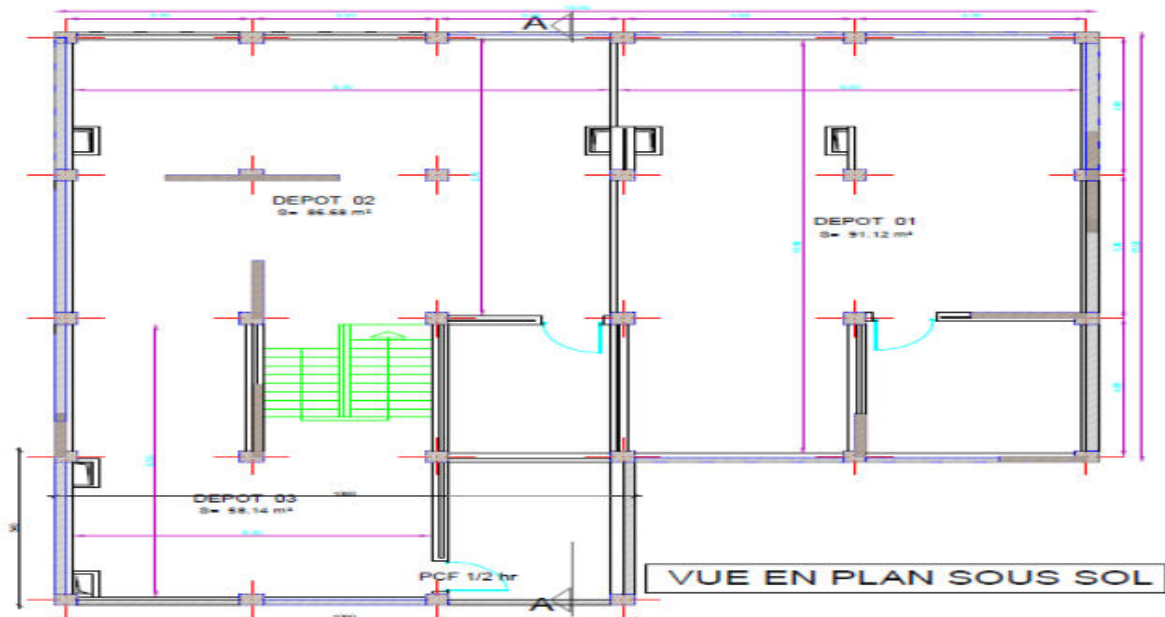


Figure I 2: Vue en plan sous sol

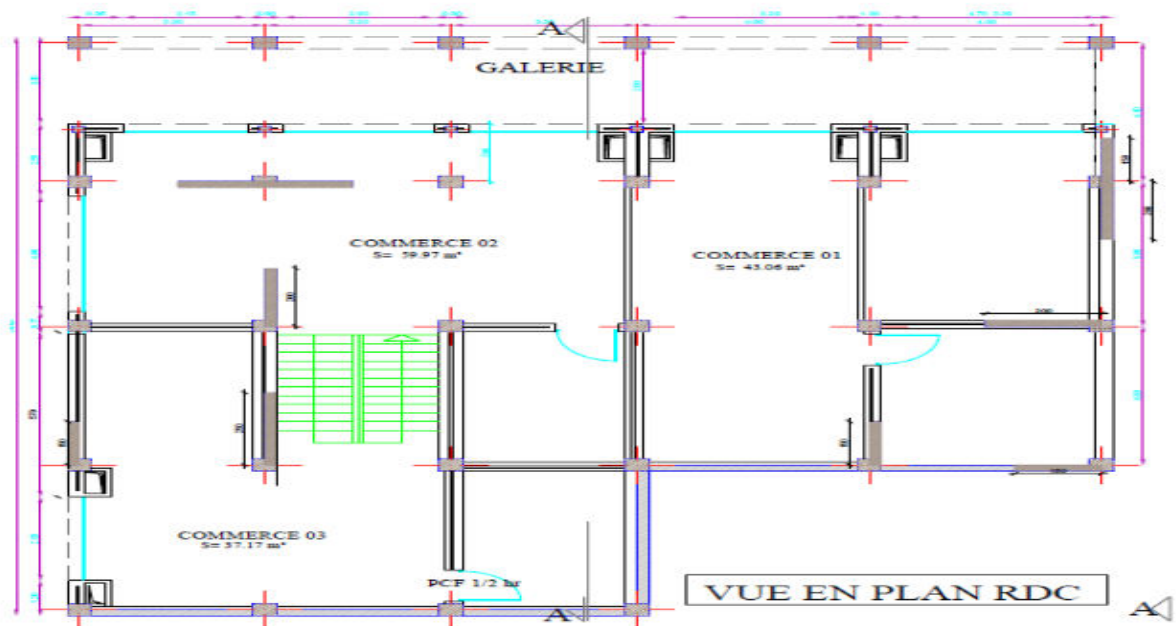


Figure I 3: Vue en plan RDC

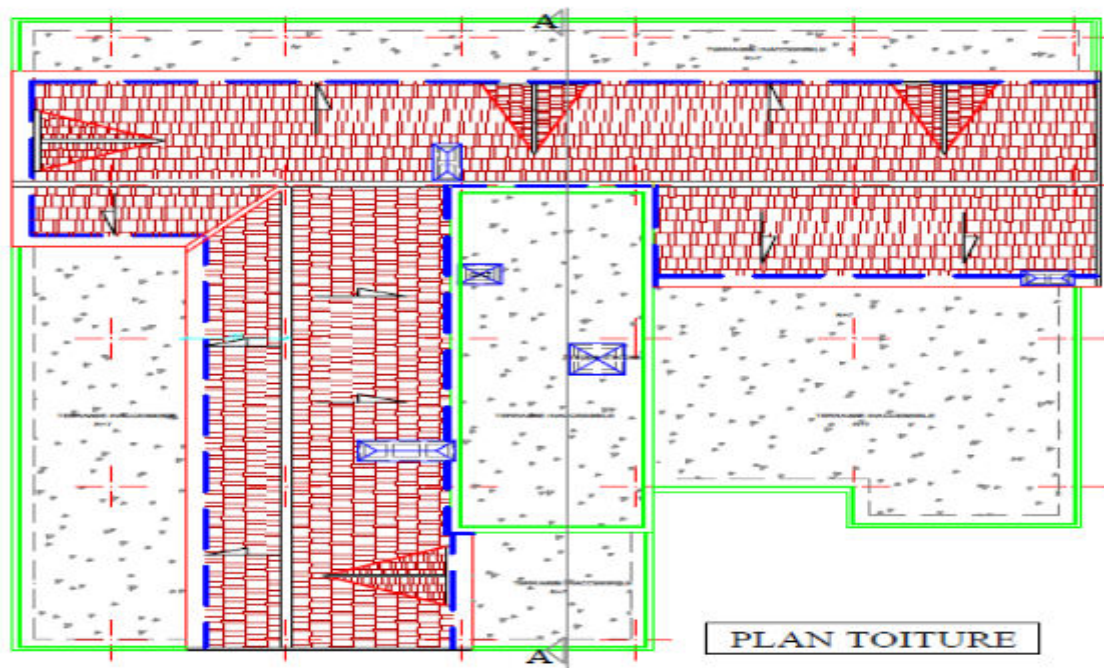


Figure I 4: Plan toiture

1.4 Données sismique de la structure :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée selon (le RPA 99/ version 2003) comme une zone de sismicité moyenne (zone IIa).

-L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.

-La contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 1.7$ bars

.-Le site selon le rapport géotechnique est de classe (S1).

1.5 Le système de contreventement :

Le système de contreventement est la partie porteuse de l'ouvrage qui est destinée à reprendre aux efforts horizontaux d'origine sismique pour les structures en béton armé. L'article (3.4.A-1.a) du RPA 99/version 2003, exige un contreventement autre que par des portiques auto stables pour les structures dépassant 4 niveaux ou 14 m de hauteur en zone de 2 moyenne sismicité (zone II), pour cette raison nous opterons, pour notre projet, à un système de contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques avec justification d'interaction portiques voiles. Selon le RPA 99/version 2003 article (3.4.A-4.a), les trois conditions qui suivent doivent être vérifiées pour que système de contreventement choisi concorde avec notre structure :

- ✓ Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- ✓ Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant de leurs interactions à tous les niveaux; Les portiques doivent prendre, outre les sollicitations due seaux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant d'étage.

1.6 Définition des éléments de la structure :

1.6.1 Planchers :

Ce sont des aires planes séparant les différents niveaux d'un bâtiment. Les planchers remplissent deux fonctions principales:

- **Fonction de résistance mécanique** :les planchers supportent leur poids propre et les surcharges d'exploitation.
- **Fonction d'isolation** :ils assurent l'isolation thermique et acoustique des différents étages.

Dans notre cas, pour les planchers des étages courants ainsi que la terrasse on a adopté des planchers en corps creux avec une dalle de compression, armée d'un treillis soudé, rendant L'ensemble monolithique, reposant sur des poutrelles. Et pour les balcons et le comble ainsi

que les paliers des escaliers on a opté pour un type de plancher en dalle pleines, constitué de panneaux en béton armé, leurs épaisseurs dépendent des conditions d'utilisation

1.6.2 Les poutres :

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé rectangulaires ou carrés destinés à reprendre aux efforts transmis par les poutrelles, leurs hauteurs sont déterminées selon la condition de flèche

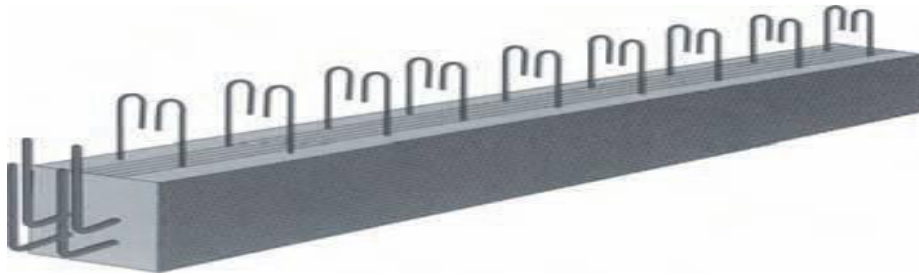


Figure I.5: Poutre en béton armé

1.6.3 Les poteaux :

Ce sont des éléments verticaux en béton armé rectangulaires, carrés ou circulaire destinés à recouvrir les efforts verticaux apportés par les poutres, leur section est déterminée sous l'effet de la compression simple.

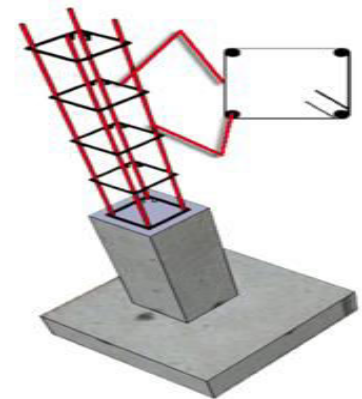


Figure I.6: Poteau

1.6.4 Ossature et contreventement :

Le contreventement est assuré par une ossature mixte, composée de :

- Voiles en béton armé disposés dans les deux sens (longitudinal et transversal).
- Poteaux et poutres formant un système de portiques transversaux et longitudinaux.
- Le système portique utilisé formant une structure rigidement liée, offrant ainsi une stabilité et un système de contreventement pour l'ossature du bâtiment.

1.6.5 Les voiles :

Ils ont la forme des panneaux (épaisseur petite par rapport aux deux autres dimensions), réalisés en béton armé, le choix du nombre, dimensions et de l'emplacement sera étudié ultérieurement.

1.6.6 Les escaliers :

Ce sont des éléments non structuraux, permettant le passage d'un niveau à un autre. Notre structure comprend un seul type d'escalier : escalier à deux volées séparées par le palier de repos, réalisés en béton armé coulés sur place.

1.6.7 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 multicouche.

1.6.8 L'acrotère :

C'est un élément en béton armé, encastré au niveau du plancher terrasse et ayant pour rôle d'empêcher l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher terrasse. Dans notre cas au niveau de terrasse, notre bâtiment est entouré d'un acrotère conçu en béton armé de 60 cm d'hauteur.

1.6.9 Maçonnerie :

- **Murs extérieurs (remplissage) :** Ils sont constitués d'une paroi double en briques creuses de 15cm et 10cm d'épaisseur séparées par une l'âme d'air de 5cm faite pour assurer l'isolation thermique et phonique.
- **Murs intérieurs (cloisons) :** Ils sont constitués d'une seule paroi en briques creuses de 10 cm d'épaisseur

1.6.10 La cage d'ascenseur :

Notre bâtiment comporte une cage d'ascenseur réalisée en voile coulé sur place.

1.6.11 Le revêtement :

Les revêtements sont comme suit :

- Mortier de ciment pour la façade extérieure et les cages d'escaliers.
- Enduit plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- Carrelage pour les planchers et les escaliers
- Céramique pour salle d'eau et cuisine.

1.6.12 Les fondations :

Les fondations d'un ouvrage assurent la transmission et la répartition des charges (poids propre et surcharges d'utilisation) de cet ouvrage sur le sol. Le choix de fondation sera établi suivant le type du sol d'implantation et de l'importance de l'ouvrage.

1.7. Les charges :

Elles sont classées en charges « statiques » et « dynamiques ». Les charges statiques comprennent le poids du bâtiment lui-même, ainsi que tous les éléments principaux de l'immeuble.

Les charges statiques agissent en permanence vers le bas et s'additionnent en partant du haut du bâtiment vers le bas.

Les charges dynamiques peuvent être la pression du vent, les forces sismiques, les vibrations provoquées par les machines, les meubles, les marchandises ou l'équipement stockés.

Les charges dynamiques sont temporaires et peuvent produire des contraintes locales, vibratoires ou de choc.

1.8. Définition de l'état limite :

C'est un état dont lequel une condition de sécurité pour l'ouvrage où un de ses éléments est strictement vérifiée. Au-delà de cet état la structure cesse de remplir les fonctions pour lesquelles elle a été conçue.

Il existe deux états limites différents l'ELU et l'ELS.

1.8.1. Etat limite ultime E.L.U :

C'est un état qui correspond à la capacité portante maximale de la structure, son dépassement va entraîner la ruine de l'ouvrage.

1.8.2. Etat limite de service E.L.S :

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

1.9. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

1.9.1. Le béton :

Le béton choisi est de classe C25, sa composition doit permettre d'obtenir les caractéristiques suivantes :

➤ **Résistance caractéristique à la compression (Art A.2.1, 11 CBA93) :**

La résistance caractéristique à la compression du béton utilisé à 28 jours est :

$$f_{C28} = 25 \text{ Mpa}$$

➤ **Résistance caractéristique à la traction :**

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

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06f_{cj}$$

Pour $j=28$ jours et $f_{c28} = 25\text{Mpa} \rightarrow f_{t28} = 2,1\text{Mpa}$

➤ **Module de déformation longitudinale du béton :**

- **Le module de déformation longitudinale instantanée : (art .2.1.2.1).**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{ij} est donné par :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ \text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa} \\ E_{i28} = 32164,20 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

- **Le module de déformation longitudinale différée : (art. 2.1.2.2).**

Pour les déformations différées du béton qui comprennent le retrait et le fluage, on considère dans le calcul que les effets de ces deux phénomènes s'additionnent sans atténuation pour le calcul des déformations finales du béton, on utilise le module de déformation longitudinale différée E_{vj} qui est donné par la formule :

$$\left\{ \begin{array}{l} E_{vj} = 11000 \sqrt[3]{f_{cj}} \\ \text{Pour } j = 28 \text{ jours et } f_{c28} = 25\text{MPa} \\ E_{v28} = 32164,20 \text{ Mpa.} \end{array} \right.$$

• **Coefficient de poisson : (art.2.1.3).**

Pour le calcul des éléments bidimensionnels (dalles, coques,), on prendra :

- $\nu = 0 \rightarrow$ états limites ultimes (béton fissuré).
- $\nu = 0,2 \rightarrow$ états limites de service (béton non fissuré).

• **Contraintes limites :**

Suivant le **B.A.E.L 91**, on distingue deux états de calcul :

- Etat limite ultime (E.L.U).
- Etat limite de service (E.L.S).

➤ **Contrainte limite à l'ELU :**

La contrainte en compression est donnée par :

$$f_{bu} = \frac{0,85f_{c28}}{\theta\gamma_b} \quad \text{BAEL91(Art. A.4.3.4)}$$

Avec :

θ : Dépend de la durée d'application des contraintes

$$\theta = \begin{cases} 1,00 \rightarrow \text{lorsque la durée probable d'application} > 24 \text{ heures.} \\ 0,9 \rightarrow \text{lorsque } 1 \text{ heure} \leq \text{ la durée probable d'application} \leq 24 \text{ heures.} \\ 0,85 \rightarrow \text{lorsque la durée probable d'application} < 1 \text{ heure.} \end{cases}$$

γ_b : Coefficient de sécurité, pour tenir compte d'éventuels défauts localisés dans la masse du béton qui entraîne la diminution de la résistance.

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \rightarrow \text{en situation durable et transitoire (S.D.T)} \\ \gamma_b = 1,15 \rightarrow \text{en situation accidentelle (S.A)} \end{cases}$$

Pour les sections constantes ou croissantes vers les fibres les plus comprimées.

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,5} = 14,2 \text{ MPa (situation durables et transitoires).}$$

$$\sigma_{bc} = 0,85 \frac{25}{1,15} = 18,48 \text{ MPa (situation accidentelles).}$$

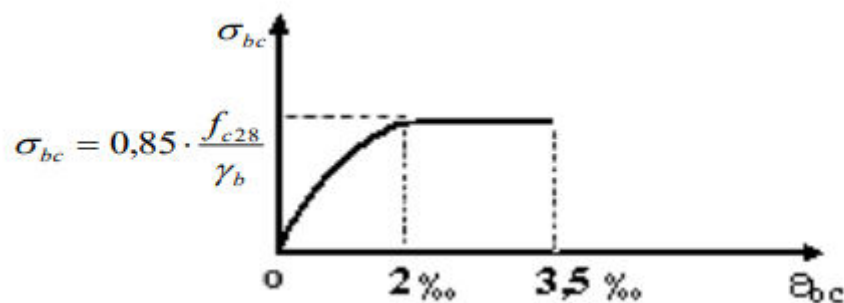


Fig.1.7. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.U.

➤ **Contrainte limite à l'ELS :**

Il consiste à l'équilibre de sollicitations d'action réelles (non majorée) et les sollicitations résistantes calculées sans dépassement des contraintes limites, cette contrainte est donnée par la relation suivante :

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

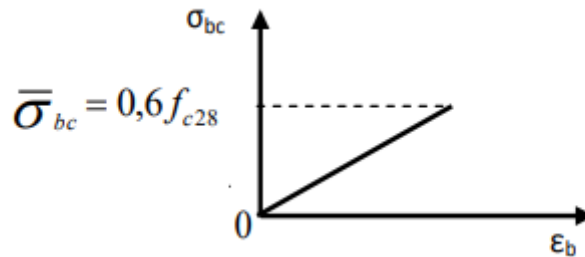


Fig.1.8. Diagramme contraintes-déformations du béton à l'E.L.S.

1.9.2. L'acier :

Dans le but d'augmenter l'adhérence béton-acier, on utilise des armatures présentant une forme spéciale. Généralement obtenue par des nervures en saillie sur le corps de l'armature.

a) Les types d'aciers utilisés :

- Barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE400 pour les armatures longitudinales ;
- Ronds lisses (RL) de nuance FeE235 pour les armatures transversales (cadres, épingles, étriers) et
- Treillis soudé (TS) de nuance FeE520 pour $\Phi \leq 6\text{mm}$.

Pour notre projet, on utilisera les aciers indiqués sur le tableau 1.1 :

Aciers	Désignations	Limited'élasticitéfe (Mpa)	Diamètre nominaux	Utilisation
Rondlisses (RL)	FeE235	215	6-8-10-12-14-16-20-25-32-40	Armatures transversales (cadre, épingles, étriers des poutres et des poteaux)
	FeE235	235		
Haute adhérence (HA)	FeE400	400	6-8-10-12-14-16-20	Armatures longitudinales
Treillisoudés (rondlisses)	TLE520 $\phi \leq 6$ mm	520	$\phi \leq 6$ mm	Emplois courants pour : Radiers, voiles, planchers et dallage.

Tab. I.2. Les différents types d'aciers utilisés et leurs caractéristiques

b) Contraintes de calcul de l'acier (σ_s) :

▪ **Etat limite ultime de résistance (E.L.U.) :**

Le diagramme contrainte (σ_s) - déformation (ϵ_s) est conventionnellement défini ci-après par (art.2.2.2.) du CBA93 :

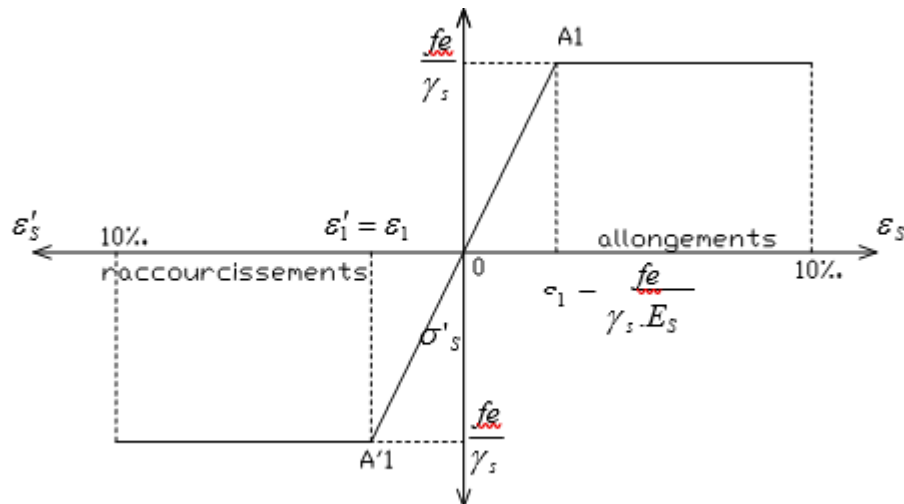


Fig.1.9 Diagramme contrainte déformation de l'acier à l'E.L.U.

Avec :

- σ_s : Contrainte de l'acier ($\sigma_s = fe/\gamma_s$)
- γ_s : Coefficient de sécurité

$$\gamma_s = \begin{cases} 1,15 \rightarrow \textit{Situation courante} \\ 1 \rightarrow \textit{Situation accidentelle} \end{cases}$$

ϵ_s : Allongement relatif de l'acier ($\epsilon_s = \Delta L/L$)

$$\sigma_s = \begin{cases} \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa} \rightarrow \textit{Situation Courante} \\ \frac{400}{1} = 400 \text{ Mpa} \rightarrow \textit{Situation accidentelle} \end{cases}$$

▪ **Etat limite de service (E.L.S) :** (BAEL91)

- Fissuration peu préjudiciable \Rightarrow Aucune vérification pour σ_s ;
- Fissuration préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta x f_{tj}} \right)$;
- Fissuration très préjudiciable $\Rightarrow \bar{\sigma}_s = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta x f_{tj}} \right)$.

Avec :

f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton à j jours ;

$$\eta: \text{Coefficient de fissuration} = \begin{cases} 1 \rightarrow \textit{Acier rond lisse.} \\ 1,6 \rightarrow \textit{Acier haute adhérence.} \end{cases}$$

c) **Module d'élasticité longitudinal de l'acier :**

Expérimentalement, le règlement (CBA93) prévoit que la valeur du module d'élasticité longitudinale de l'acier est pratiquement constante quel que soit la nuance de l'acier utilisé :

$$E_s = 200000 \text{ MPa}$$

▪ **Matériaux de construction:**

Les matériaux utilisés dans les différentes constructions sont choisis selon plusieurs critères, à savoir :

- Le type de l'ouvrage et sa localisation ;
- La compatibilité des différents produits entre eux ;

- L'économie globale du projet ;
- La réglementation en vigueur, à savoir : les règles de construction, les règles de sécurité, etc.....

1.10. Combinaison de calcul :

Les sollicitations sont calculées en appliquant à la structure les combinaisons d'actions définies ci-après :

- Les combinaisons de calcul à l'état limite ultime de résistance « E.L.U.R » sont :

- ✓ Pour les situations durables :

$$P1 = 1,35 G + 1,5 Q.$$

- ✓ Pour les situations accidentelles « séisme, choc... »

$$P2 = G + Q \pm E.$$

$$P3 = 0,8 G \pm E.$$

- ✓ Les combinaisons de calcul à l'état limite service de résistance :

$$P4 = G + Q.$$

Avec

G : Charge permanente.

Q : Charge d'exploitation.

E : L'effort de séisme.

1.11. Règlementation et normes utilisés :

L'étude du projet est élaborée suivant les règles de calcul et de conception qui sont mises en vigueur actuellement en Algérie L'étude de cet ouvrage est affect eue conformément aux règlements ci-après :

- Le CBA93 (Code De Béton Armé «règles de conception et de calcul des structures en béton armé»).
- Le RPA (règles parasismiques algériennes 99 modifiées 2003).
- Le BAEL 91(Béton Armé Aux Etats Limites)
- .DTR-BC2.2 (Document Technique Règlementaire Charges Et Surcharges).
- DTR-BC2.331 (Règles De Calculs Des Fondations Superficielles)

2.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but "le pré-calcul "des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **BAEL 91** et le **RPA 99/version 2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d'éviter un surplus d'acier et du béton

2.2. Pré dimensionnement des éléments structuraux :

2.2.1 Les poutres

▪ Définition :

D'une manière générale on peut définir les poutres comme étant des éléments porteurs horizontaux.

Les dimensions de section doivent satisfaire à la condition suivante :

Critère de flèche :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

L : distance entre les axes des poteaux et on choisit la plus grande portée.

h : hauteur de la poutre.

On a deux types de poutres :

- les poutres principales :

Elles reçoivent les charges transmises par les solives (Poutrelles) et les répartissent aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.

- elles relient les poteaux.
- elles supportent la dalle.

- Les poutres secondaires :

Elles relient les portiques entre eux pour ne pas basculer.

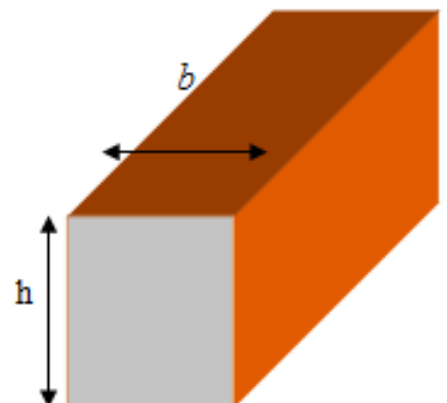


Figure 2.1.: Section transversale d'une poutre

2.2.a) Poutres principales :

A-1) $L = 500 \text{ cm}$

$$\frac{500}{15} \leq h \leq \frac{500}{10}$$

$$33.33 \leq h \leq 50$$

$b = 30 \text{ cm}$

On prend : $h = 40 \text{ cm}$

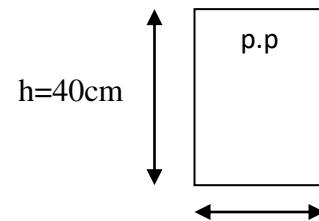


Figure 2.2: Section d'une poutre principale.

Pour calculer la largeur de la poutre "b" :

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$12 \leq b \leq 28$$

On prend : $b = 30 \text{ cm}$

Soit une poutre de section ($b \times h$) (**Figure II.2**)

- Vérification des conditions de l'RPA 99 : (7.4) RPA

$$B = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$$

$$h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4$$

Toutes les conditions sont vérifiées.

Donc la section de la poutre principale est $(30 \times 40) \text{ cm}^2$

2.2.b) Poutres secondaires :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$$

$L = 400 \text{ cm}$

$$\frac{400}{15} \leq h \leq \frac{400}{10}$$

$$26.66 \leq h \leq 40$$

On prend : $h = 35 \text{ cm}$

Calcul de la largeur "b" :

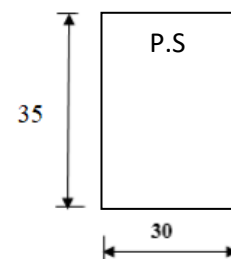


Figure 2.3: section d'une poutre secondaire.

$$0.3h \leq b \leq 0.7h$$

$$10.5 \leq b \leq 24.5$$

On prend : $b=30\text{cm}$

- **Vérification des conditions de l'RPA 99 :(7.4) RPA.**

$$h = 35\text{cm} > 30\text{cm}$$

$$b = 30\text{cm} > 20\text{cm}$$

$$\frac{h}{b} = \frac{35}{30} = 1.67 < 4$$

Toutes les conditions sont vérifiées .

Donc : la section de la poutre secondaire est $(30 \times 35)\text{cm}$

Poutre	Sections (cm^2)
Principale	$(30 \times 40)\text{cm}^2$
Secondaire	$(30 \times 35)\text{cm}^2$

Tableau2.1: Pré dimensionnement des poutres.

2.3. Pré dimensionnement du plancher

2.3.1. Plancher à corps creux :

Les planchers sont des éléments horizontaux de la structure capables de reprendre les charges verticales.

Dans notre structure les planchers sont en corps creux qui sont composés de trois éléments principaux :

- Poutrelle en béton armé : éléments résistants du plancher.
- Corps creux ou hourdis dont le rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance.
- Bétonnage sur place d'une dalle de compression de 4 ou 5 cm d'épaisseur. (Figure II-1) L'épaisseur du plancher est déterminée par l'épaisseur des poutrelles.

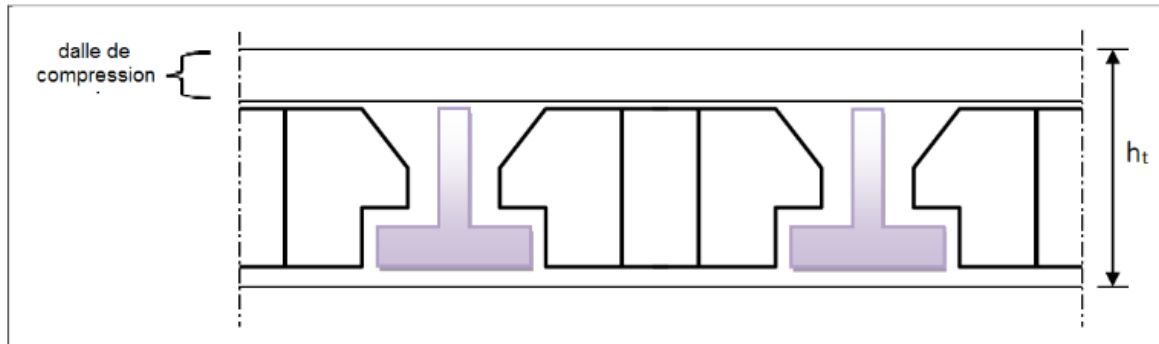


Figure 2.4: Coupe transversale d'un plancher à corps creux

Pour le pré dimensionnement on va utiliser les formules empiriques qui ont pour but de limiter la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$h_t \geq L / 22.5 \text{ CBA93 (article B.6.8.4.2.4)}$$

tel que :

- h_t : Représente l'épaisseur du plancher.
- L : Représente la plus grande portée dans le sens des poutrelles (sens secondaires)
- $L = \text{Min} (l_x \text{ max}, l_y \text{ max})$

Dans notre cas: $\{ l_y \text{ max} = 5\text{m} , l_x \text{ max} = 4\text{m} \rightarrow \text{Donc: } L = 4\text{m}$

$$h_t \geq \frac{400}{22.5} = 17,77\text{cm}$$

On prend $h_t = 20\text{ cm}$ et on adopte un plancher de type (16+4) cm

$$\text{Avec: } \begin{cases} 16\text{cm corps creux} \\ 4\text{ cm la dalle de compression} \end{cases}$$

2.3.2 Disposition des poutrelles

La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- ✓ **Le critère de la petite portée :**
Les poutrelles sont disposées parallèlement à la plus petite portée.
- ✓ **Le 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.
→ Pour notre projet la disposition des poutrelles est effectuée selon les deux critères.

2.3.4. Pré dimensionnement des poutrelles :

Les poutrelles travaillent comme une section en T, elles sont disposées suivant le sens perpendiculaire aux poutres principales, Le plancher à corps creux est considéré comme un élément qui travaille dans une seule direction.

- L1: La longueur de l'hourdis. $\Rightarrow L1=65\text{cm}$
- L0: la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $\Rightarrow L0=65 - 12 = 53\text{cm}$
- L: la longueur de la plus grande travée $\Rightarrow L=400\text{cm}$
- b0: largeur de la nervure. $\Rightarrow b0=12\text{cm}$
- h0: épaisseur de la dalle de compression. $\Rightarrow h0=4\text{cm}$
- b: largeur de la dalle de compression. $\Rightarrow b = 2b1 + b0$

Pour hon a:

$$h \geq \frac{L}{22.5} = \frac{400}{22.5} = 17,77\text{cm}$$

\Rightarrow On prend $h = 20\text{cm}$.

Pour b0 on a:

$$0.3 h \leq b0 \leq 0.7 h \quad \Rightarrow \quad 0.3 \times 20 \leq b0 \leq 0.7 \times 20 \quad \Rightarrow \quad 0.18 \text{ cm} \leq b0 \leq 14\text{cm}$$

\Rightarrow donc on prend: $b0 = 12\text{cm}$

Calcul de largeur de la table:

$$b1 = \frac{b-b0}{2} \leq \min\left\{\frac{L0}{2}, \frac{L}{10}\right\} \Rightarrow \quad b1 \leq \min(26.5; 40)$$

\Rightarrow donc on prend $b1 = 26.5\text{cm}$

$$b = 2b1 + b0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm}.$$

\Rightarrow donc on prend $b = 65\text{cm}$.

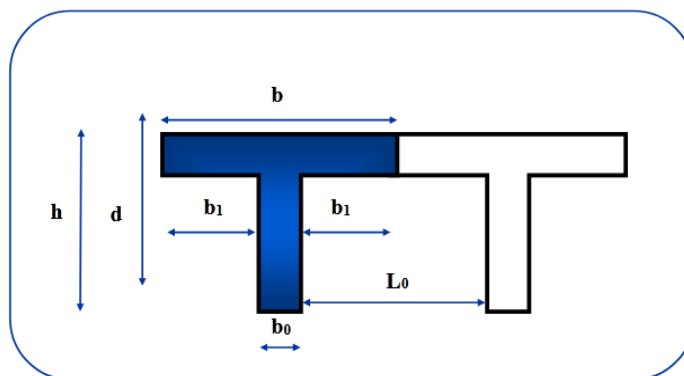


Figure .2.5: Coupe transversale

2.4. Les dalles pleines (balcon) :

Une dalle est un élément horizontal, généralement de forme rectangulaire, d'épaisseur e . On désigne par lx la plus petite des portées. Son pré dimensionnement se fait en se basant sur les critères suivants :

- **Critères de résistance:**

$$e \geq \frac{LX}{20} \rightarrow \text{Pour une dalle sur un seul ou deux appuis.}$$

$$\frac{LX}{35} \leq e \leq \frac{LX}{30} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis } \rho < 0,4.$$

$$\frac{LX}{45} \leq e \leq \frac{LX}{40} \rightarrow \text{Pour une dalle sur deux appuis perpendiculaires ou quatre appuis et trois appuis } \rho \geq 0,4.$$

- **Critères de résistance de coupe-feu :**
 - ✓ $e \geq 7cm$. Pour une heure de coupe-feu.
 - ✓ $e \geq 11cm$. Pour deux heures de coupe-feu.(CBA93)
 - ✓ $e \geq 14cm$ pour quatre heures de coupe-feu.

Avec: e : épaisseur de la dalle

- **Isolation phonique :**
 - ✓ $e \geq 13cm$

Dans notre projet on distingue un seul type de dalle pleine pour les balcons.

Vérification premier critère: type de la dalle: est une dalle sur un seul Avec: $lx = 140cm$

- ✓ $e \geq \frac{140}{20} e \geq 7cm \rightarrow$ Critère de résistance
- ✓ $\left\{ \begin{matrix} e \geq 7cm \\ e \geq 11cm \end{matrix} \right\} \rightarrow$ Critère de résistance de coupe – feu
- ✓ $e \geq 13cm \rightarrow$ isolation phonique

Les épaisseurs obtenues par la condition de résistance à la flexion sont très faibles, alors le pré dimensionnement se fera suivant la condition coupe-feu et l'isolation phonique, d'où on opte pour une épaisseur : $e = 15cm$.

2.5. Descente de charges :

- **Introduction :**

Le but de la descente de charge est de déterminer pour chaque élément porteur la charge qui lui revient au niveau de chaque étage jusqu'à la fondation. Soient:

2.5.1 Charges permanentes et charges d'exploitation

- **Plancher terrasse inaccessible**
 ⇒ corps-creux (16+4) :

Eléments constituants	Poids volumique (kg/m3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfacing (kg/m2)
1) gravillon de protection	1700	5	85
2) étanchéité multicouche	600	2	12
3) Papier kraft	2 feuilles	/	50
4) forme de pente	2000	8	160
5) isolation thermique	400	4	16
6) dalle en corps creux	1425	(16+4)	285
7) Enduit en plâtre	1000	2	20
Total	/	/	628

Tableau 2 2: Evaluation des charges dans le plancher terrasse inaccessible

Charges permanentes: **G =628kg/m2**

Charges d'exploitation **Q =100kg/m²** Selon (DTR-BC-2.2).

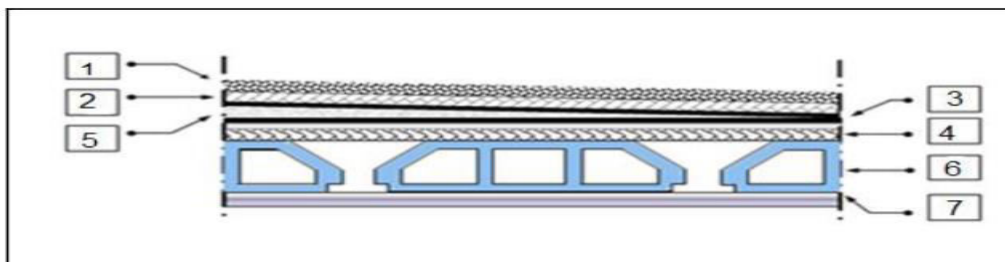


Figure 2 6 Constituants d'un plancher terrasse

Plancher Etage Courant:

- **Plancher étages courants en corps creux:**

Eléments constituant	Poids Volumique (kg/m3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfacing (kg/m2)
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Plancher en corps creux	1425	(16+4)	285
5) Enduit en plâtre	1000	2	20
6) Cloison répartie	/	/	90
Total	/	/	530

Tableau 2 3: Evaluation des charges dans le plancher étage courant

Charges permanentes: $G = 530 \text{ kg/m}^2$

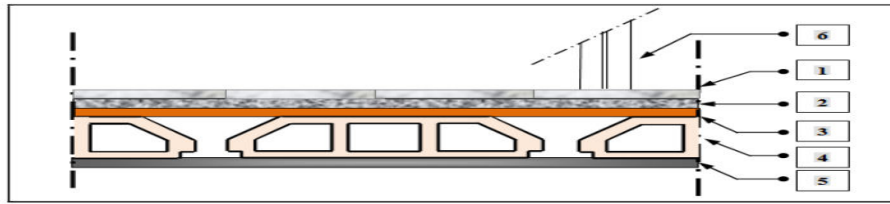


Figure 2 7: Constituants d'un plancher courant

• **Dalle pleine (comble) :**

Eléments constituant	Poids Volumique (kg/m ³)	Epaisseur en (cm)	Charge Surfaccique(kg/m ²)
1) Dalle pleine	2500	12	300
2) Enduit en ciment	1000	1.5	15
3) Tuile (support compris)	/	/	50
Total	/	/	365

Tableau 2 4: Evaluation des charges dans la dalle pleine comble

Charges permanentes: $G = 365 \text{ kg/m}^2$

Charges d'exploitation $Q = 100 \text{ kg/m}^2$ Selon (DTR-BC-2.2).

• **Maçonnerie :**

⇒ **Murs extérieurs**

Eléments constituant	Poids volumique(kg/m ³)	Epaisseur(m)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1)Brique creuse	900	20	180
2)Enduit plâtre	1000	2	20
3)Enduit ciment	1000	2	20
Total	/	/	220

Tableau 2 5: Evaluation des charges des murs extérieurs

⇒ **Murs intérieurs**

Eléments constituant	Poids volumique(kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1)Brique creuse	900	10	90
2)Enduit plâtre	1000	2	20
3)Enduit ciment	1000	2	20
Total	/	/	130

Tableau 2 6: Evaluation des charges des murs intérieurs

Concernant les charges d'exploitation Selon (DTR-BC-2.2):

-Pour le premier étage à usage service → Charges d'exploitation: $Q = 250 \text{ kg/m}^2$

-Pour les autres étages à usage d'habitation → Charges d'exploitation: $Q=150\text{kg/}$

-Pour le sous sol destiné au stockage → Charges d'exploitation: $Q=350\text{kg/m}^2$

-Pour le RDC à usage commercial → Charges d'exploitation: $Q=500\text{kg/m}^2$

2.6. Les poteaux :

Les poteaux sont Pré dimensionnés en compression simple, en choisissant les poteaux les plus sollicités de la structure, avec un calcul basé sur la descente de charge tout en appliquant la loi de dégression des charges d'exploitations si le nombre d'étage $n \geq 5$.

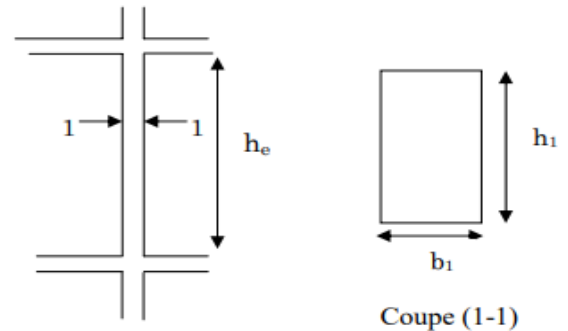


Fig.2.8.Hauteur libre d'étage

Les dimensions de la section transversale des poteaux selon le **RPA99 (version2003)**, doivent satisfaire les conditions suivantes pour la zone 2a :

$$\begin{cases} \min (b_1, h_1) \geq 25\text{cm} \\ \min (b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \\ 0,25 < \frac{b_1}{h_1} < 4 \end{cases}$$

Tel que :

h_e : Hauteur libre d'étage

2.6.1. Loi de dégression des surcharges :

- Soit Q_0 la surcharge d'exploitation sur la terrasse du bâtiment
- $Q_1, Q_2, Q_3, \dots, Q_{n-1}$ et Q_n les surcharges relatives aux planchers 1,2, 3, n-1 et n à partir du sommet du bâtiment

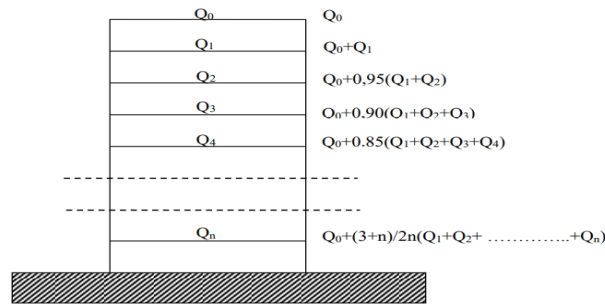


Fig.2.9.Schéma de la loi de dégression

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

En appliquant la loi de dégression, On aura :

niveau	charge d'exploitation	chargé d'exploitation kN/m ²	Loi de dégression	Σ charge d'exploitation (kg/m ²)
comble	Q0	1	$\Sigma 0 = Q0$	1
niveau 7 étage	Q1	1.5	$\Sigma 1 = Q0 + Q1$	2.5
niveau 6 étage	Q2	1.5	$\Sigma 2 = Q0 + 0.95 (Q1 + Q2)$	3.85
niveau 5 étage	Q3	1.5	$\Sigma 3 = Q0 + 0.9 (Q1 + Q2 + Q3)$	5.05
niveau 4 étage	Q4	1.5	$\Sigma 4 = Q0 + 0.85 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4)$	6.1
niveau 3 étage	Q5	1.5	$\Sigma 5 = Q0 + 0.8 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5)$	7
niveau 2 étage	Q6	1.5	$\Sigma 6 = Q0 + 0.75 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6)$	7.75
niveau 1 étage	Q7	2.5	$\Sigma 7 = Q0 + 0.71 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7)$	9.156
niveaux de chassée	Q8	5	$\Sigma 8 = Q0 + 0.69 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8)$	12.385
niveaux sous sol	Q9	3.5	$\Sigma 9 = Q0 + 0.67 (Q1 + Q2 + Q3 + Q4 + Q5 + Q6 + Q7 + Q8 + Q9)$	14.4

Tableau 2 7: Dégression des charges d'exploitation

2.6.2. Méthode de calcul :

Leur pré dimensionnement doit respecter les conditions suivantes :

a) Condition de résistance :

On sait que :

➤ La formule générale donne :

$$B_r \geq \frac{\beta \cdot N_u}{\left[\frac{\sigma_b}{0,9} + 0,85 \left(\frac{A}{B_r} \right) \frac{f_e}{\gamma_s} \right]} \dots\dots\dots (1)$$

On prend : Zone IIa => $A_{\min} = 0,8 \% Br \rightarrow A / Br = 0,008$. **RPA99 version 2003 (art .7.4.2.)**

Avec :

- σ_b : Résistance de calcul du béton : $\sigma_b = 0,85 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa}$.
- B_r : Section réduite du poteau, obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie, avec :
 $B_r = (a-2) (b-2)$. **a** et **b** : en [cm].

- Pour : $\lambda \leq 50$: $\alpha = \frac{0,85}{1+0,2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2} = \frac{0,85}{\beta} \rightarrow \beta = 1 + 0,2 \left[\frac{\lambda}{35} \right]^2$

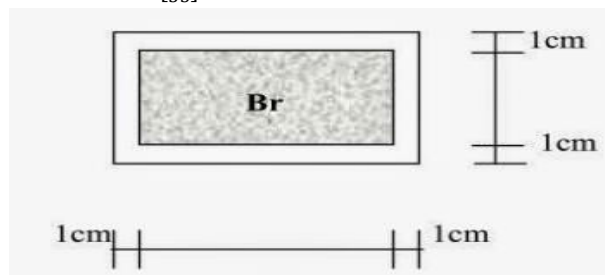


Fig.2.10. Section réduite du béton

On se fixe un élancement mécanique $\lambda = 35$ pour rester toujours dans le domaine de la compression centrée donc, $\beta = 1,2$.

La formule (1) devient :

$$B_r \geq \frac{1,2 N_u}{\left[\frac{14,17}{0,9} + 0,85 \left(\frac{0,8}{100} \right) \frac{400}{1,15} \right] \times 10} = 0,00663 N_u$$

Donc, $B_r \geq 0.00663 N_u$ (cm²).

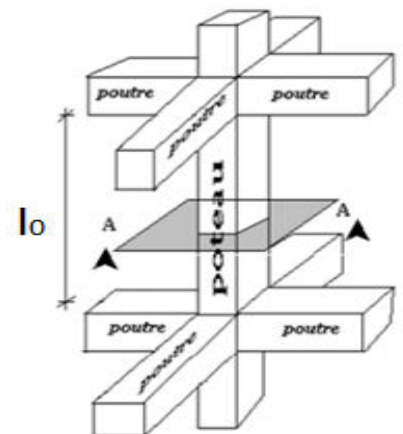


Fig.2.11. Schéma représentatif d'un étage courant

On peut tirer « a » et « b ».

D'après le critère de résistance, on a :

$$\begin{cases} N_u = 1,15 P_u \\ P_u = 1,35N_g + 1,5N_q \end{cases}$$

b) Condition de stabilité de forme :(Critère de flambement).

Il faut vérifier que :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 35$$

Avec :

- λ :Élancement.
- l_f : longueur de flambement, avec $l_f = 0,7 l_0$.
- l_0 :longueur libre du poteau.

2.7.Calcul de la section du poteau :

2.7.1. Localisation des poteaux les plus sollicités :

On calcule les dimensions des poteaux les plus sollicités :

- Poteau central P1.

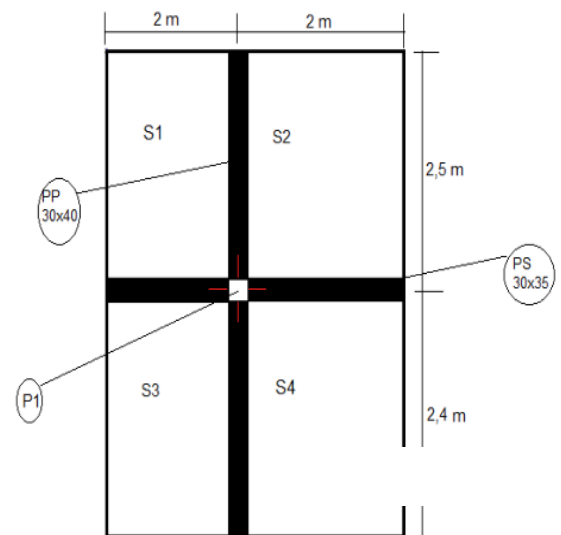


Figure 2 12: Surface d'influence du poteau centrale

Sa surface d'influence est présentée dans la figure suivante :

- Calcul des charges et surcharges revenant aux poteaux de chaque niveau :

Niveaux	Élément	NG (KN)=GxS(KN)	Nq(KN)=QxS(KN)
Comble	Comble Poteau	17,02x 3,65=62,12 (0,3x0,3)x25x284=6,39 Total NG=68,51	18,4 x 1=18,4
N7-7	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant comble	17,02x5.3=90,21 (0,3 x 0,4) x25x4,6 =13,8 (0,3x0.35)x25x3,7= 9,71 (0,3x0,3)x25x3,06=6,89 68,51 Totale NG=189,12	17,02 x 2,5=42,55
N6-6	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	17,02x5.3=90,21 (0,3 x 0,4) x25x4,6 =13,8 (0,3x0.35)x25x3,7= 9,71 (0,3x0,3)x25x3.06=6,89 198,12 Totale NG=309,73	17,02x 3,85=65,53
N5-5	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	17,02x5.3=90,21 (0,3 x 0,4) x25x4,6 =13,8 (0,3x0.35)x25x3,7= 9,71 (0,3x0,3)x25x3.06=6,89 309,73 Totale NG=430,34	17,02x5,05=85,95
N4-4	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	17,02x5.3=90,21 (0,3 x 0,4) x25x4,6 =13,8 (0,3x0.35)x25x3,7=9,71 (0,3x0,3)x25x3.06=6,89 495,35 Totale NG=550,95	17,02x6,1=103,92
N3-3	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	17,02x5.3=90,21 (0,3 x 0,4) x25x4,6 =13,8 (0,3x0.35)x25x3,7= 9,71 (0,3x0,3)x25x3.06=6,89 550,95 Totale NG=671,56	17,02x7=119,14
N2-2	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	17,02x5.3=90,21 (0,3 x 0,4) x25x4,6 =13,8 (0,3x0.35)x25x3,7= 9,71 (0,3x0,3)x25x3.06=6,89 671.56 Totale NG=792,17	17,02x7,75=131,91
N1-1	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	17,02x5.3=90,21 (0,3 x 0,4) x25x4,6 =13,8 (0,3x0.35)x25x3,7= 9,71 (0,3x0,3)x25x3.06=6,89 792,17 Totale NG=912,78	17,02x9,165=155,99
RDC	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	17,02x5.3=90,21 (0,3 x 0,4) x25x4,6 =13,8 (0,3x0.35)x25x3,7= 9,71 (0,45x0,45)x25x4,08=20,65 912,78 Totale NG=1047,15	17,02x12,385=210,79
SOUS SOL	Plancher courant Poutre principale Poutre secondaire Poteau Revenant	7,02x5.3=90,21 (0,3 x 0,4) x25x4,6 =13,8 (0,3x0.35)x25x3,7= 9,71 (0,55x0,55)x25x4,03=25,18 1047,15 Totale NG=1186,05	17,02x14,4=245,09

Tableau 2 8: Charges et surcharges revenant aux poteaux de chaque niveau

• **Tableau récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poteaux**

Selon leBAEL93 (art B.8.1.1), on doit majorer l’effort de compression ultime Nu de15%, car le poteau choisi est plus d’une fois voisin a un poteau de rive: Afin d’admettre la discontinuité des éléments

niveau	N g (KN)	N q(KN)	Nu=1,35*N g+1,5*N q	NuX1,15	B r=Nu*0,64(cm)	a (cm)	section (a x b)
comble	68.51	18.4	120,089	138.102	88.385	11.401	(30*30)
Niveau 7 étage	189.12	42.55	319,137	367.008	234.885	17.326	(30*30)
Niveau 6 étage	309.73	65.53	516,431	593.896	380.093	21.496	(35*35)
Niveau 5 étage	130.34	85.95	709,884	816.367	522.475	24.858	(35*35)
Niveau 4 étage	550.95	103.82	899,513	1034.44	662.042	27.73	(40*40)
Niveau 3 étage	671.56	119.14	1085,316	1248.113	798.792	30.263	(45*45)
Niveau2 étage	792.17	131.91	1267,295	1457.389	932.729	32.541	(45*45)
Niveau 1 étage	912.78	155.99	1466,238	1686.174	1079.151	34.85	(50*50)
niveaux de chassée	1047.15	210.79	1729,838	1989.314	1273,161	37.681	(55x55)
niveaux sous sol	1186.05	245.09	1968.803	2264,123	1449,039	40,066	(55x55)

Tableau 2 9: Récapitulatif des résultats de pré dimensionnement des poteaux

- Vérification vis-à-vis du R.P.A .99 version 2003

Min (30, 30) = 30 cm ≥ 25cm → condition vérifié

Min (30,30) = 30 cm ≥ → Pour: sous sol ⇒ $\frac{323}{20} = 16.1 \Rightarrow$ condition vérifié5

→ Pour: RDC ⇒ $\frac{408}{20} = 20.4 \Rightarrow$ condition vérifié

→ Pour: étage courant ⇒ $\frac{306}{20} = 15.3 \Rightarrow$ condition vérifié

→ Pour: comble ⇒ $\frac{284}{20} = 14.2 \Rightarrow$ condition vérifié

➤ **Vérification du flambement :**

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \leq 35 \quad (\text{BAEL 91 modifié99}).$$

Avec:

λ : élancement du poteau.

L_f : longueur de flambement

$L_f = 0.7 L_0$

L_0 : distance entre les faces supérieures de deux planchers consécutifs

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

I : Moment d’Inertie $I = \frac{ab^3}{12}$

$B = a \cdot b$ = Section transversale du poteau.

$$\lambda = \frac{L_f}{i} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{I}{B}}} = \frac{0.7L_0}{\sqrt{\frac{ab^3}{12ab}}} = \frac{0.7L_0\sqrt{12}}{b}$$

• **Récapitulatif des résultats de la vérification:**

Niveau	La section	λ	$\lambda \leq 35$
SOUS SOL	(55*55)	17.77	Vérifiée
RDC	(55*55)	17.99	Vérifiée
1ere étage	(50*50)	14.84	Vérifiée
2ème, 3ème	(45*45)	16.49	Vérifiée
4ème	(40*40)	18.55	Vérifiée
5ème,6ème	(35*35)	21.2	Vérifiée
7ème	(30*30)	21.73	Vérifiée
COMBLE	(30*30)	22.96	Vérifiée

Tableau 2 10: Vérification des poteaux au flambement

• **Conclusion:**

Tous les poteaux ont un élancement inférieur à 35, donc pas de risque de flambement

2.8. Les voiles

2.8.1. Définition :

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

Ils sont porteurs ce qui leur permet le transfert des charges verticales.

Une fonction de contreventement qui garantit la stabilité sous l'action des charges horizontales.

Le Pré dimensionnement des murs en béton armé est justifié par l'article 7.7.1 du RPA99V2003. Les voiles servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme ou vent) et d'autre part à reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

→ Les charges verticales : charges permanentes et surcharges.

→ Les actions horizontales : effet de séisme ou du vent.

→ Les voiles assurant le contreventement sont supposés pleins.

→ Seuls les efforts de translation seront pris en compte.

D'après le RPA99V2003 article 7.7.1 « les éléments satisfaisants la condition ($L \geq 4e$) sont considérés comme des voiles, contrairement aux éléments linéaires. »

Où L et e sont respectivement la portée et l'épaisseur du voile.

L'article 7.7.1 RPA99V2003 « l'épaisseur minimale est de 15 cm ». De plus l'épaisseur doit être déterminé en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique la figure ci-après

$$e \geq \max (h_e / 25 , h_e / 22 , h_e / 20)$$

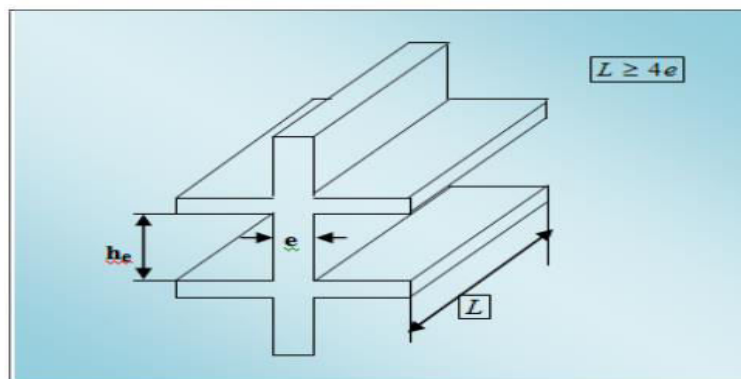


Figure 2.13: Coupe de voile en élévation

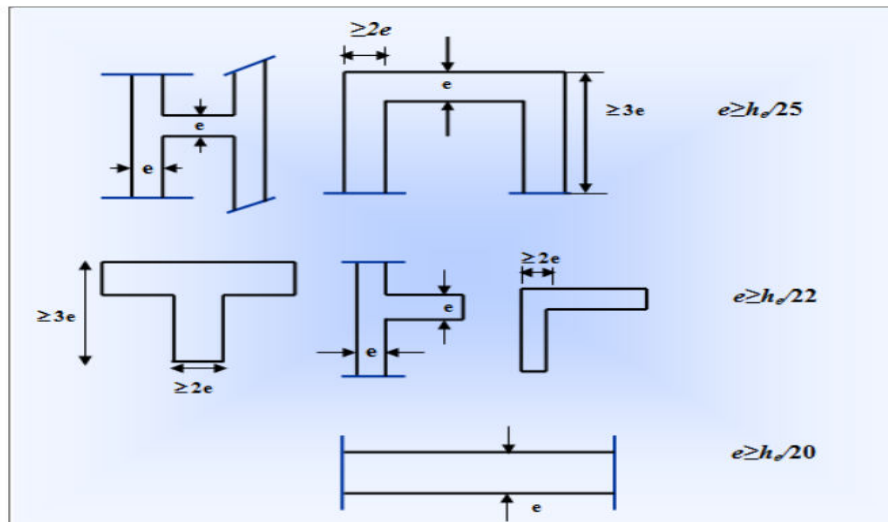


Figure 2 14: Coupe de voile en plan

2.8.2. Pré dimensionnement :

- **Pour le SOUS SOL** (h e=3.23m) → $e \geq \max (12.92, 14.68, 16.15)$
→Donc on prend comme épaisseur: $e = 16 \text{ cm}$
- **Pour RDC:** (h e=4.08 m) → $e \geq \max (16.32, 18.54, 20.4)$
→Donc on prend comme épaisseur: $e = 20 \text{ cm}$
- **Pour l'étage courant :** (h e= 3.06 m) → $e \geq \max (12.24, 13.90, 15.3)$
→Donc on prend comme épaisseur : $e = 16 \text{ cm}$
- **Pour le comble :** (h e= 2.84m) → $e \geq \max (11.36, 12.90, 14.2)$
→Donc on prend comme épaisseur : $e = 16 \text{ cm}$

✓ **Conclusion :**

$$e \geq \max (20 ,16) \text{ cm}$$

Donc on adopte pour les voiles une épaisseur : $e = 20 \text{ cm}$ sur toute la hauteur de la structure. $L \geq 4 e = 80 \text{ cm}$.

- Les sections optées pour les éléments structuraux sont résumées dans le tableau suivant :

Eléments	La largeur (cm)	La hauteur (cm)
Poutres principales	30	40
Poutres secondaires	30	35
Poteau du sous sol	55	55
Poteau RDC	55	55
Poteau de l'étage 1	50	50
Poteau de l'étage 2	45	45
Poteau de l'étage 3	45	45
Poteau de l'étage 4	40	40
Poteau de l'étage 5	35	35
Poteau de l'étage 6	35	35
Poteau de l'étage 7	30	30
Poteau du comble	30	30
Voile	Epaisseur=20 cm	

Tableau 2 11: Caractéristiques des éléments structuraux

3.1. Etude de l'acrotère :

3.1.1. Définition :

C'est un élément en béton armé, destiné à l'étanchéité et à la protection, encastré au niveau du plancher terrasse (poutre du plancher terrasse). Cette dernière est soumise à un effort normal dû à son poids propre « W_p » est un moment dû à une force horizontale donnée par le **RPA99** selon l'article du **6.2.3 RPA99**, il a pour rôle :

- La protection des joints d'étanchéité des infiltrations d'eau pluviale
- La sécurité des gens, personnes

Dans notre projet on a une terrasse inaccessible, on adoptera les dimensions de l'acrotère indiquées sur la figure

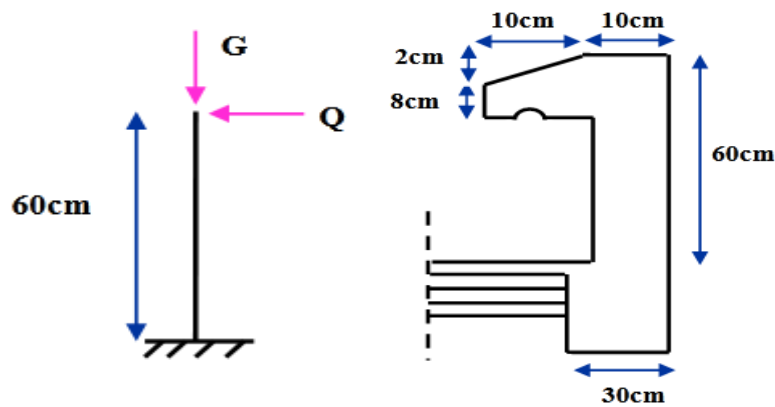


Fig.3.1. Schéma statique et dimensions de l'acrotère

3.1.2 Schéma statique

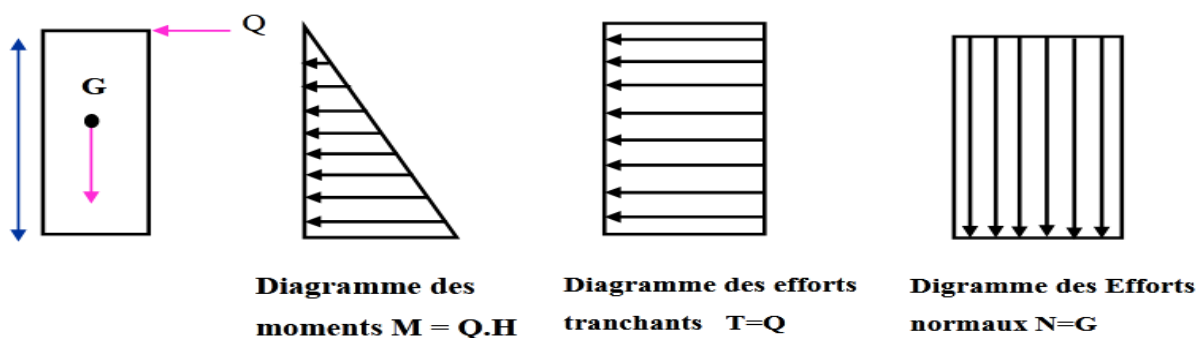


Figure 3 2: Schéma statique de l'acrotère

3.1.3 Détermination des sollicitations

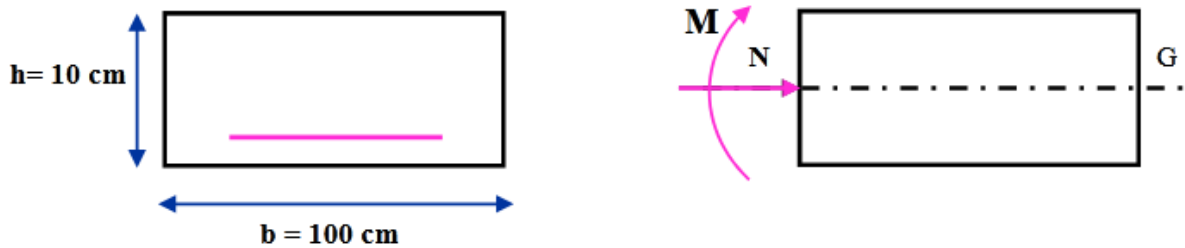


Figure 3 3: Sollicitations agissantes sur l'acrotère parti encastré

Poids propre de l'acrotère : $G = \rho_{\text{béton}} \times S$.

- $\rho = 25 \text{ KN/ml}$ et $S = 0,069 \text{ m}^2 \rightarrow G = \rho_{\text{béton}} \times S = 1.72 \text{ KN/ml}$

- Effort normal dû au poids propre G : $NG = G \times 1 = 1.72 \text{ KN}$

- Charge d'exploitation : $Q = \max(1 \text{ KN/m}, F_p)$

- La force sismique F_p :

D'après le RPA99V2003 (Article 6.2.3) les forces horizontales de calcul F_p agissant sur les éléments non structuraux ancrés à la structure sont calculées suivant la formule :

$$F_p = 4 A c_p W_p$$

D'où :

- A : Coefficient d'accélération de la zone et le groupe d'usage approprié.
- C_p : Facteur de force horizontale.
- W_p : Poids de l'élément considéré.

Dans notre cas on a :

- $A = 0.2$ (zone sismique IIa ; groupe d'usage 2).
- $C_p = 0.8$ (tableau 6.1, RPA99/2003).
- $W_p = 1.72 \text{ KN/ml}$.

Donc :

$$F_p = 4 \times 0.2 \times 0.8 \times 1.72 = 1.1 \text{ KN/ml.}$$

Donc la surcharge d'exploitation est donnée par :

- $Q = \max\{1 ; 1.1\} \text{ KN/m} \rightarrow Q = 1.1 \text{ KN/ml}$.
- Effort tranchant : $T = Q \times 1 = 1.1 \text{ KN}$
- Moment fléchissant max dû à la surcharge

- $Q : MQ = Q \times H \times 1 = 0.66 \text{ KN}$

3.1.4 Combinaison de sollicitation

→ à L'ELU:

- Effort normal : $NU = 1.35 \times NG = 2.32 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement : $Mu = 1.5 \times MQ = 0.99 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant : $Tu = 1,5 \times T = 1,5 \text{ KN}$

→ à L'ELS :

- Effort normal : $NS = NG = 1.72 \text{ KN}$
- Moment d'encastrement $Ms = MQ = 0.66 \text{ KN.m}$
- Effort tranchant $TS = T = 1 \text{ K}$.

	N (KN)	M (KN. m)	T (KN)
Etat limite ultime	2.32	0.99	1.5
Etat limite service	1.72	0.66	1

Tableau 3 1 : Les sollicitations agissantes sur l'acrotère

3.1.5 Ferrailage

3.1.5.1 Calcul du ferrailage à L'ELU

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par un mètre linéaire. Pour le calcul, on considère une section ($b \times h$) cm² soumise à la flexion composée.

avec :

- h : Epaisseur de la section : 10cm
- b : Largeur de la section : 100cm
- c et c' : Enrobage : 2cm
- $d = h - c$: Hauteur utile
- M_f : Moment fictif calculé par rapport au CDG des armatures tendues

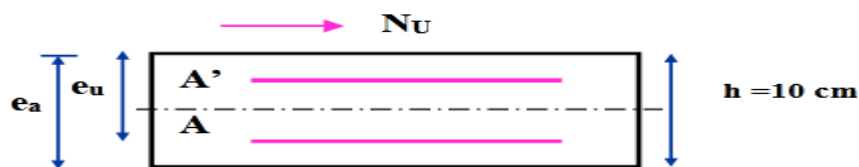


Figure 3 4 : Section obtenue pour le ferrailage

- **Position du point d'application de l'effort normal :**
✓ **Etat limite ultime E.L.U :**

$$e_0 = \frac{M_u}{N_u}$$

$$e_0 = \frac{0.99 \times 10^2}{2.32} = 42.67 \text{ cm}$$

$$e_0 \approx 43 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{2} - c < e_0$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section limitée par les armatures d'où la section est partiellement comprimée.

Donc l'acrotère sera calculé en flexion simple sous l'effet du moment fictif M_f , puis en flexion composée où la section d'armatures sera déterminée en fonction de celle déjà calculée.

a) Calcul en flexion simple

- **Moment fictif :** On a
- $N_u = 2.32 \text{ KN}$
- $-e_f = e_u + h/2 - c = 43 + 10/2 - 2 = 46 \text{ cm}$
- $M_f = N_u \times e_f$
→ $M_f = 2.32 \times 0.46 = 1.067 \text{ KN.m}$
- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**
✓ **Etat limite ultime E.L.U :**

$$\mu = \frac{M_f^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{1.067 \times 10^3}{14.17 \times 100 \times 8^2} = 0,011$$

$$\mu = 0,011 < \mu_{AB} = 0,392 \rightarrow (\text{Acier FeE400}) \rightarrow A' \text{ n'existe pas.}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$\rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0,0138$$

$$\rightarrow \beta = 1 - 0,4 \alpha \rightarrow \beta = 0,994$$

- ✓ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_f^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{1.067 \times 10}{348 \times 0,994 \times 8} \rightarrow A_1 = 0,38 \text{ Cm}^2 / \text{ml}$$

b) Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée

$$\begin{cases} A = A_1 - \frac{N_U}{100 \times \sigma_s} = 0,38 - \frac{2,32 \times 10^3}{100 \times 348} = 0,31 \text{ cm}^2 \\ A' = 0 \end{cases}$$

• **Calcul des armatures minimales (Condition de non fragilité) : BAEL91 (B5.3)**

Le ferrailage de l'acrotère doit satisfaire la condition de non fragilité : $A_s \geq A_{min}$.

$$A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{c28}}{F_e} \cdot \frac{e_s - 0.45d}{e_s - 0.185d} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{38 - 0.445 \times 8}{38 - 0.186 \times 8}$$

$$\Rightarrow A_{min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

Avec :

$$e_s = \frac{MS}{NS} = \frac{0.66}{1.72} = 0.38 \text{ m}$$

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

Donc :

$$A = 0.31 \text{ cm}^2 \leq A_{min} = 0.91 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t; A_{min}) = 0.91 \text{ Cm}^2 / \text{ ml}$$

✓ **Choix des armatures:**

$$4\text{T}8/\text{ml} \rightarrow A = 2.01 \text{ Cm}^2 / \text{ ml}$$

$$(\text{T}8 \rightarrow e = 25 \text{ cm})$$

✓ **Armatures de répartition :**

$$A_r^t \geq \frac{A_t}{4} \rightarrow \frac{A_r^t}{4} = \frac{2.01}{4} = 0,503 \text{ Cm}^2 / \text{ ml}$$

Repartie sur 60 cm de hauteur, avec un espacement : $e = \frac{60}{4} = 15 \text{ cm}$

✓ **Etat Limite de service E.L.S :**

L'acrotère est exposé aux intempéries donc la fissuration est prise comme préjudiciable, on doit faire une vérification de contraintes dans les aciers et le béton.

a) Dans le béton:

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

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

σ_{bc} = : Contrainte maximale dans le béton comprimé ($\sigma_{bc} = k \cdot y$)

$$K = \frac{M_{SER}}{I} \text{ Avec } : I = \frac{by^3}{3} + [(d - y)^2 + A_t(y - d)^2] \text{ (Moment d'inertie)}$$

y : position de l'axe neutre

- **Position de l'axe neutre :**
 $by^2+30(A+A') y-30(dA+d'A') = 0$
 $\Rightarrow y=1.91 \text{ cm}$

- **Calcul de Moment d'inertie I :**

$$I = \frac{by^3}{3} + [(d - y)^2 + A_t(y - d)^2]$$

$$\rightarrow I = 1350.46 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{0.66 \times 10^{-3}}{1350.46 \times 10^{-8}} = 48.87 \text{ MPa/m}$$

$$\sigma_{bc} = 0.0191 \times 48.87 = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.39 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

	Mser (KN.m)	A _t (Cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
appui	0.66	2.01	1350.46	1.91	48.87	0.39	15	C.V

Tableau 3 2: Vérification pour la contrainte de compression

b) Dans l'acier :

On doit vérifier que : $\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\frac{2}{3} f_e; \max(0.5 f_e, 110 \sqrt{\eta} \times f_{t28})\right\}$$

$\eta = 1.6$ pour des HA > 6 mm , $f_e = 400 \text{ MPa}$, $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$

$$\bar{\sigma}_s = \min\{226.6 \text{ MPa}; \max(200 \text{ MPa}, 201.6 \text{ MPa})\}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa.}$$

$$\sigma_s = nK(d-y) \text{ tel que } n=15$$

$$\sigma_s = 44.64 \leq \bar{\sigma}_s = 201.6 \text{ MPa} \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

Conclusion :

$$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 348 \text{ Mpa}$$

\Rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

Vérification des contraintes de cisaillement :BAEL91 (Art III.2).

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u = \min(0.15; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa} (\text{La fissuration est préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{1.65 \times 10^3}{1000.80} = 0.02 \text{ MPa} \text{ Avec : } T_u = Q \times 1.5 = 1.1 \times 1.5 = 1.65 \text{ KN.}$$

$\tau_u = 0.02 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{MPa} \rightarrow$ la condition est vérifiée donc il n'y a pas de risque de cisaillement.

▪ Schéma de ferrailage :

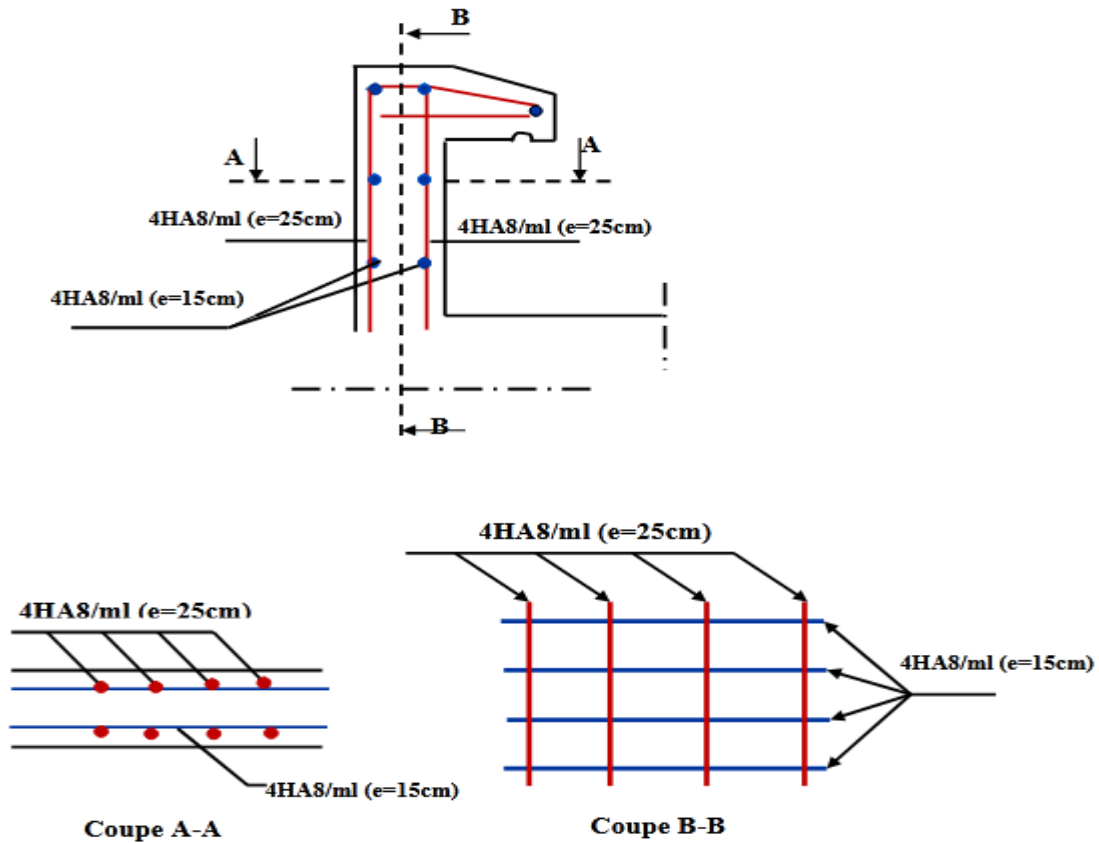


Fig.3.5. Ferrailage de l’acrotère

3.2. Etude des balcons :

Le balcon est assimilé à une console en béton armée, encastrée à son extrémité de longueur de 1.40 m et d'épaisseur de 15 cm. Le calcul se fait à la flexion simple en considérant une bande de 1m.

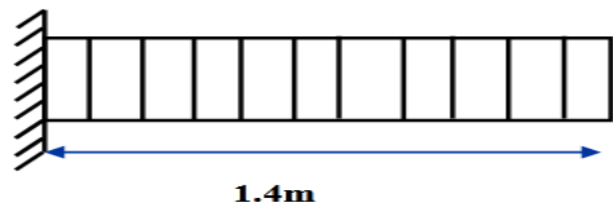


Figure 3 6: Dimensions du balcon

III.2.1. Descente de charge :

• Balcon :

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m ³)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m ²)
1) Revêtement en carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Dalle en béton armé	2500	15	375
5) Enduit en ciment	1000	2	20
Total	/	/	530

Tableau 3.3 : Evaluation des charges au niveau du balcon

3.2.2 Les charges et les sollicitations :

a) Evaluation des charges

-Epaisseur de la dalle. **e =15 cm**

-Les balcons sont sollicités par les actions suivantes :

-Charge permanentes : **G1= 530 KN/m²**

-Surcharges sur le balcon : **Q1= 3.5 KN/m²**

-Charge de garde Corps : **G2 = 1KN/m**

-Surcharges dus à la main courante : **Q2= 1 KN/m**

b) Calcul des sollicitations

Le calcul se fera pour une bande de 1mlinéaire.

Combinaison fondamentale:

- **L'ELU :**

$$q_u = 1.35G_1 + 1.5 Q_1 \rightarrow q_u = 1.35 (5.30) + 1.5 (3.5) \rightarrow q_u = 12.40 \text{KN}$$

$$P_u = 1.35 G_2 \rightarrow P_u = 1.35(1) = 1.35 \text{ KN} \rightarrow P_u = 1.35 \text{KN}$$

$$Q_u = 1.5 Q_2 \rightarrow Q_u = 1.5(1) = 1.5 \text{KN} \rightarrow Q_u = 1.5 \text{KN}$$

- **L'ELS :**

$$q_s = G + Q \rightarrow q_s = 5.30 + 3.5 = 8.8 \text{ KN}$$

$$P_s = G_s \rightarrow P_s = 1 \text{KN}$$

$$Q_s = Q_2 \rightarrow Q_s = 1 \text{ KN}$$

c) Schéma statique de calcul

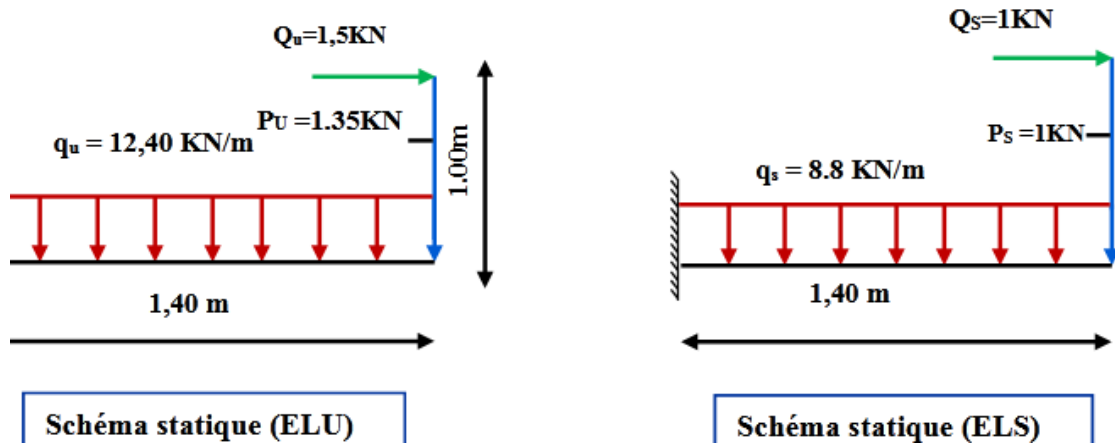


Figure 3.7: Schéma statique à L'ELS et L'ELU pour les balcon

d) Les moments et Les efforts tranchants:

- **L'ELU :**

-Tronçon : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$

$$M_u(x) = -q_u \frac{x^2}{2} - P_u x - Q_u(1)$$

$$M_u(x) = -6.2 x^2 - 1.35 x - 1.5$$

$$\Rightarrow M_u(0\text{m}) = -1.5 \text{ KN.m et } M_u(1.4\text{m}) = -16.13 \text{ KN.m}$$

$$T_u(x) = q_u x + P_u$$

$$T_u(x) = 12.40x + 1.35$$

$$\Rightarrow T_u(0\text{m}) = 1.35 \text{ KN et } T_u(1.5\text{m}) = 18.71 \text{ KN}$$

- **L'ELS :**

-Tronçon : $0 \leq x \leq 1.5 \text{ m}$:

$$M_s(x) = -q_s \frac{x^2}{2} - P_s(x) - Q_s(x)$$

$$M_s(x) = -4.4 x^2 - x - 1$$

$$\Rightarrow M_s(0\text{m}) = -1 \text{ KN.m et } M_s(1.4\text{m}) = -11.02 \text{ KN.m}$$

$$T_s(x) = q_s x + P_s$$

$$TS(x) = 8.8 x + 1$$

$$\Rightarrow TS(0m) = 1 \text{ KN et } TS(1.4m) = 13.32\text{KN}$$

Sollicitation	ELU		ELS	
	X=0	X=1.5	X=0	X=1.5
T(x) KN	1.35	19.95	1	14.2
M(X) KN.m	1.5	17.47	1	12.4

Tableau3 4: Les valeurs des moments et des efforts tranchants pour les balcons

3.2.3 Calcul du ferrailage

3.2.3.1 Armatures principales

b = 1 m, h = 15 cm, d = 0.9 h = 13cm et Mu = 16.13KNm

▪ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_U}{\sigma_b \cdot b \cdot d_x^2} = \frac{16.3 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0,067$$

$$\mu = 0,108 < \mu_{AB} = 0,392 (\text{Acier FeE400}) \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348\text{Mpa}$$

$$\alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.086$$

$$\beta = 1 - 0,4 \alpha \rightarrow \beta = 0.125$$

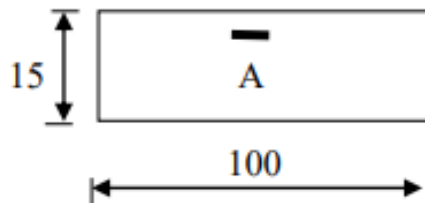


Fig.3.8. Section de Calcul

▪ **Détermination des armatures :**

$$A_U = \frac{M_U}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{16300}{348 \times 0,125 \times 13} = 3.7\text{cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité) : (B.7.4 BAEL91)**

$$A_{\min} = 0,0008 \times b \times h = 0,0008 \times 100 \times 15 = 1,20 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_U = \max (A_{\text{cal}} ; A_{\min}) = 3.7 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

▪ **Choix des armatures :**

$$5T12 \rightarrow A = 5.65 \text{ cm}^2$$

$$(T12 \rightarrow e = 20 \text{ cm})$$

• **E.L.S :**

- $M_{\text{ser}} = -1106 \text{ daN.m}$

➤ Flexion Simple

➤ Section rectangulaire sans A' $\rightarrow \alpha \leq ? \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ Mpa}$

➤ Acier FeE400

Avec :

$$\gamma = \frac{M_U}{M_{\text{ser}}} = \frac{1613}{1102} = 1,46$$

$$\frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,48 > \alpha = 0,086 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

▪ **Conclusion :**

➤ $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ Mpa}$

➤ Fissuration peu préjudiciable maintenue

➤ Aucune vérification pour « σ_s »

→ Les armatures calculées à E.L.U seront

▪ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{5.65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$$

▪ **Choix des armatures :**

$$5T10 \rightarrow A = 3.93 \text{ cm}^2$$

▪ **Calcul de l'armature transversale :**

$$T_u^{\text{max}} = 18710 \text{ KN}$$

$$\tau_U = \frac{T_U^{\max}}{b \times d} = \frac{18,71 \times 10^3}{100 \times 13 \times 100} = 0,14 \text{ Mpa}$$

$$\overline{\tau_U} = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ Mpa (Fissuration peu préjudiciable) (B.6.7, 2 BAEL 91).}$$

$$\tau_U = 0,14 \text{ Mpa} < \overline{\tau_U} = 1,25 \text{ Mpa}$$

→ Les armatures transversales ne sont pas nécessaires

Il n'y a pas de reprise de bétonnage

3.2.4. Vérification de la flèche :

- Condition de la flèche : (B.7.5 BAEL 91)

$$\triangleright \frac{h}{L} > \frac{1}{16}$$

$$\triangleright \rho = \frac{A}{b \times d} < \frac{2}{f_e}$$

- Vérification si la flèche est nécessaire :

$$\frac{h}{L} = \frac{15}{1,5} > \frac{1}{16} \quad \rightarrow \quad 0,1 > 0,062 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} = \frac{5,65}{100 \times 13} = 0,0043 < \frac{4,2}{f_e} = \frac{4,2}{400} = 0,0105 \quad \rightarrow \quad \text{Condition vérifiée}$$

- Conclusion :

Le calcul de la flèche n'est pas nécessaire

Remarque : La longueur du balcon est grande, pour éviter un moment de torsion important, on utilisera un contre poids.

3.2.5 Schéma de ferrailage

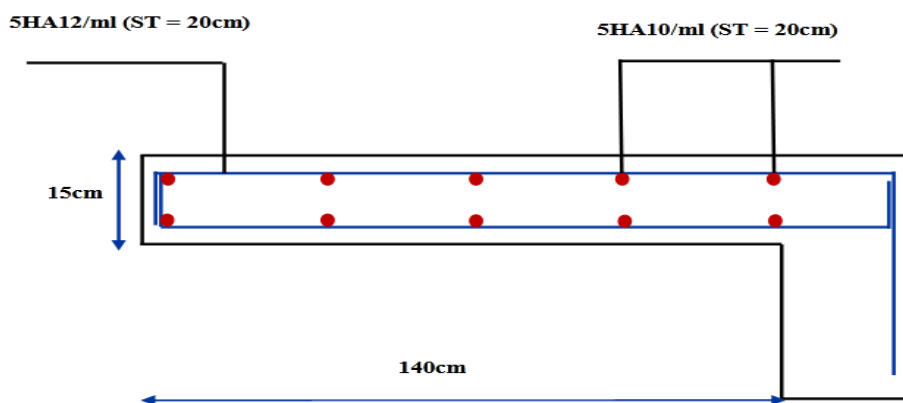


Figure 3. 9: Schéma de ferrailage de balcon

3.3. Escaliers :

3.3.1. Introduction :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers ou par l'ascenseur. Ils permettent le mouvement et la circulation verticale des personnes et des objets dans un immeuble.

Les escaliers sont des éléments importants, ils sont soumis à des forces divers (poids propre des escaliers, les surcharges dues aux différents accès personnes, équipements).

Les escaliers servent à relier par des gradins successifs, les divers niveaux d'une construction. Les escaliers de notre bâtiment sont de type droit avec deux volées composées d'une paillasse en béton armé et de marches rectangulaires.

Les escaliers se composent de :

- ✓ Volée : C'est une suite de marche (avec 20 marches au maximum).
- ✓ Palier de repos : C'est la partie horizontale d'un escalier entre 2 volées.
- ✓ Palier d'arrivée : Plateforme ménagée de distance en distance et spécialement à chaque étage.
- ✓ Paillasse : dalle inclinée supportant les marches et contremarches d'un escalier et assurant la transmission des charges et surcharges.
- ✓ La marche c'est la surface plane horizontale sur laquelle on pose le pied
- ✓ Contre marche : La partie verticale d'une marche.
- ✓ Emmarchement : La longueur de la marche.

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1 m. La fissuration est considérée comme peu nuisible car les escaliers ne son pas soumis aux intempéries. La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

3.3.2. Pré-dimensionnement :

Pour le confort des locataires, on doit respecter la condition de BLONDEL:

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

$$16 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$g \geq 23 \text{ cm}$$

h : La hauteur de la contre marche.

g : giron.

H : La hauteur d'étage.

- Hauteur d'étage : H = 3.06 m.
- Le giron : $59 \leq 2h + g \leq 66$ et **h= 17 cm**

→On prend **g = 30 cm**.

- Détermination du nombre de marches : $n = \frac{H}{h} = \frac{306}{17} = 18 \rightarrow n=18 \text{ marches (9+9)}$.
- Hauteur de la paillasse :
- $H' = 0.17 \cdot 9 = 1.53 \text{ m} \rightarrow H' = 1.53 \text{ m}$.

Détermination de la longueur projetée de la paillasse :

- $L = g (n-1) = 2.4 \text{ m}$.
- Détermination de l'inclinaison de la paillasse : $tg \alpha = \frac{H'}{L} = \frac{1,53}{2,4} \rightarrow \alpha = 32.51^\circ$.
- Détermination de la largeur de la paillasse : $Lp = \frac{H'}{\sin \alpha} = 2.85 \text{ m}$.
- Détermination de l'épaisseur de la paillasse : $\frac{Lp}{30} \leq e \leq \frac{Lp}{20}$
- $9.5 \text{ cm} \leq e \leq 14.2 \text{ cm} \rightarrow e = 14 \text{ cm} \rightarrow$ L'épaisseur du palier: $e = 14 \text{ cm}$.
- On adopte: **e = 18cm** «Pour les raisons de la vérification de la flèche»

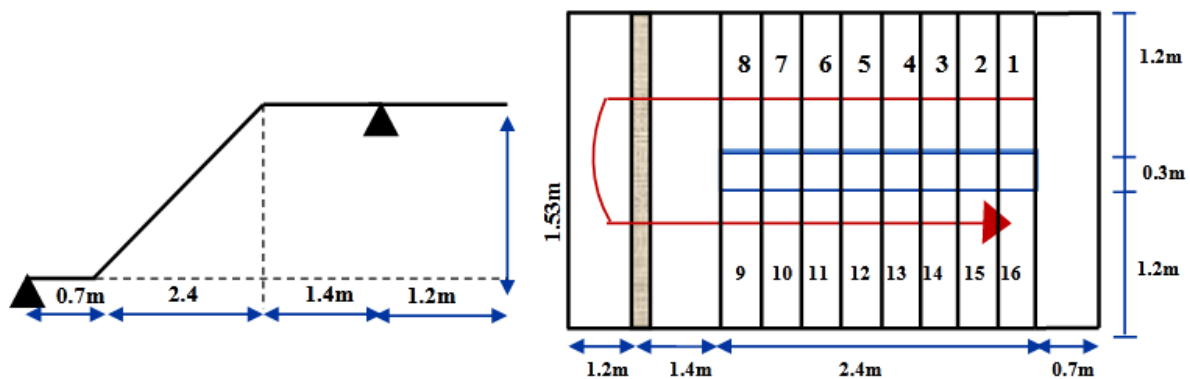


Figure 3.10: Schéma de la volée et du palier

3.3.3. Descente de charges :

→ Palier de repos

Eléments constituant	Poids volumique(kg/m3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m2)
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	/	/	50
3) Lit de sable	1700	3	51
4) Dalle en béton armé	2500	14	350
5) Enduit de ciment	1000	2	20
Total	/	/	515

Tableau 3.5: Evaluation des charges du palier de repos

• **Paillasse:**

→ Pour étage courant:

Eléments constituant	Poids volumique (kg/m3)	Epaisseur (cm)	Charge Surfaccique (kg/m2)
1) Carrelage	2200	2	44
2) Mortier de pose	2000	2	40
3) marches	2200	17/2	187
4) Dalle en béton armé	2500	18	$(0.18 \times 2500) / \cos(32.51) = 533.62$
5) Enduit plâtre	1000	2	20
6) Lit de sable	1700	3	51
Total	/	/	875.62

Tableau 3. 6: Evaluation des charges de la paillasse pour l'escalier de l'étage courant

3.4.1.1 Calcul des sollicitations

a) Combinaisons des charges:

• **L'ELU :**

$$P_u = 1.35G + 1.5Q$$

-Paillasse: $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 8.75) + (1.5 \times 2.5) = 15.56 \text{ KN/m}$.

-Palier de repos: $P_u = 1.35G + 1.5Q = (1.35 \times 5.15) + (1.5 \times 2.5) = 10.70 \text{ KN/m}$

-Poids de maçonneries : $P = 1.35 \times 8.97 = 12.11 \text{ KN}$.

• **L'ELS**

$$P_s = G + Q$$

-Paillasse: $PS=G+Q = 8.75+2.5 = 11.25\text{KN/m}$

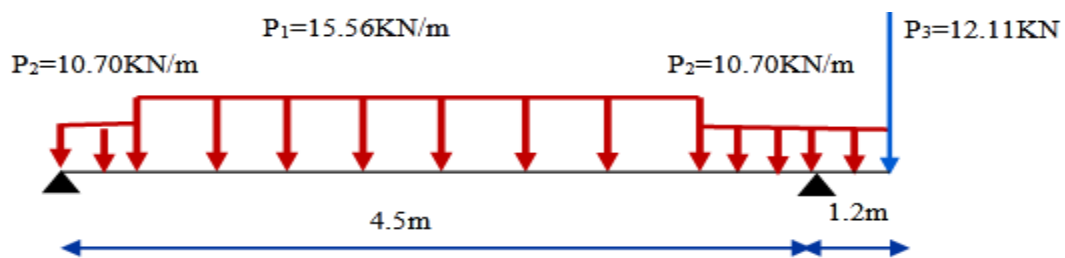
-Palier de repos: $PS= G+Q = 5.15+2.5=7.65 \text{ KN/m}$

-Poids de maçonneries: $P = 1 \times 8.97 = 8.97 \text{ KN.}$

b)Calcul des sollicitations:

• L'ELU :

Schéma statique:



• Calcul des réactions:

$$\sum Fy=0 \Rightarrow RA+RB = P1 \times 2.4 + P2 \times 0.7 + P2 \times 1.4 + P2 \times 1.2 + P3$$

$$.RA+RB = (15.56 \times 2.4) + (10.7 \times 0.7) + (10.7 \times 1.4) + (10.7 \times 1.2) + 12.11 = 84.76\text{KN}$$

$$\Rightarrow RA+RB = 84.76\text{KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow (RB \times 4.5) - P1 \times (2.4 \times (0.7 + 2.4/2)) - (P2 \times 0.7 \times 2/2) - P2 \times 1.2 \times (4.5 + 1.2/2) - P2 \times 1.4 \times (3.1 + 1.4/2) - P3(5.7) = 0$$

$$\rightarrow RB = 58.89\text{KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$\Rightarrow (RA \times 4.5) - P1 \times (2.4 \times (1.4 + 2.4/2)) - (P2 \times 1.4 \times 2/2) - P2 \times 0.7 \times (3.8 + 0.7/2) + (P2 \times 1.2 \times 2/2) + P3(1.2) = 0$$

$$\rightarrow RA = 25.87\text{KN}$$

• Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

- Tronçon 1: $0 \text{ m} \leq x \leq 0.7\text{m}$:

$$T(x) = RA - P2x$$

$$T(x) = 25.87 - 10.7x$$

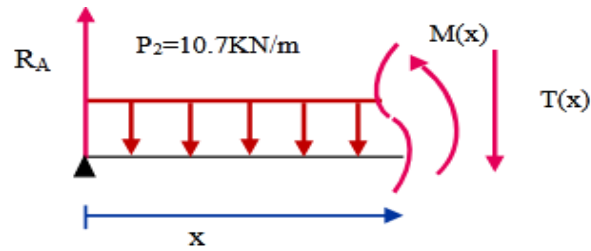
$\Rightarrow T(0) = 25.87\text{KN}$

$T(0.7) = 18.38\text{KN}$

$M(x) = -P_2(x^2)/2 + RA(x)$

$M(x) = -5.35x^2 + 25.87x$

$\Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$



- Tronçon 1: $0\text{m} \leq x \leq 2.4\text{m}$:

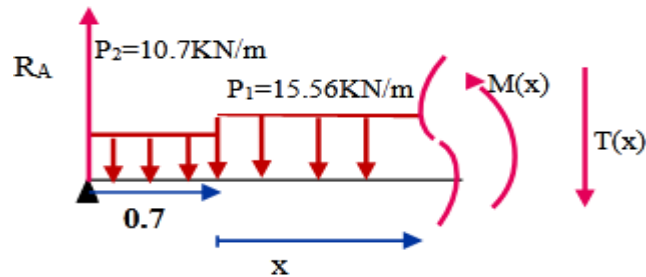
$T(x) = RA - 0.7(P_2) - P_1(x)$

$T(x) = 18.38 - 15.56(x)$

$\Rightarrow T(0) = 18.38\text{KN}$

$T(2.4) = -18.96\text{KN}$

$M(x) = -0.7P_2(x+0.7/2) + RA(x+0.7) - P_1(x)^2/2$



$M(x) = -7.49(x+0.7/2) + 25.87(x+0.7) - 7.78(x)^2$

$\Rightarrow M(0) = 15.49\text{KN.m}$ et $M(2.4) = 14.79\text{KN.m}$

$dMu(x) / dx = 0 \Rightarrow T(x) = 0 \Rightarrow 18.38 - 15.56(x) = 0$

$x = 1.18\text{m} \Rightarrow M_{\text{max}} = 26.34\text{KN.m}$

- Tronçon 2: $0 \text{ m} \leq x \leq 1.2\text{m}$

$T(x) = P_2(x) + P_3$

$$T(x) = 10.7x + 12.11.$$

$$\Rightarrow T(0) = 12.11 \text{ KN.}$$

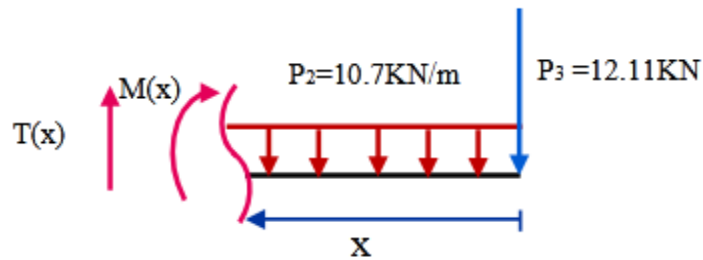
$$T(1.2) = 24.95 \text{ KN.}$$

$$M(x) = -P_2(x^2)/2 - P_3(x)$$

$$M(x) = -5.35(x^2) - 12.11(x)$$

$$\Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m}$$

$$M(1.2) = -22.24 \text{ KN.m}$$



- **Tronçon 3: $0m \leq x \leq 1.4m$:**

$$T(x) = P_2(x+1.2) + P_3 - R_B$$

$$T(x) = 10.7x + 33.94.$$

$$\Rightarrow T(0) = -33.94 \text{ KN.}$$

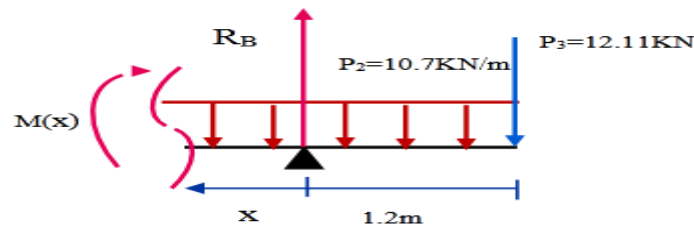
$$T(1.4) = -18.96 \text{ KN.}$$

$$M(x) = -P_2(x+1.2)^2/2 + R_B(x) - P_3(x+1.1).$$

$$M(x) = -5.35(x+1.2)^2 + 58.89(x) - 12.11(x+1.2)$$

$$\Rightarrow M(0) = -22.24 \text{ KN.m.}$$

$$M(1.4) = 14.79 \text{ KN.}$$



Remarque:

Vu que l'appui d'un escalier n'est pas considéré comme un appui simple réel, les moments à l'appui ne sont pas nuls car les escaliers sont semi encastés dans leurs appuis ce qui implique de prendre les valeurs suivantes des moments.

$$M_Z^{max} = 26.34 \text{ KN.m}$$

Aux appuis: $M_{ua} = -0.3 M_Z^{max} = -0.3 \times 26.34 = -7.90 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{ut} = 0.85 M_Z^{max} = 0.85 \times 26.34 = 22.39 \text{ KN.m}$

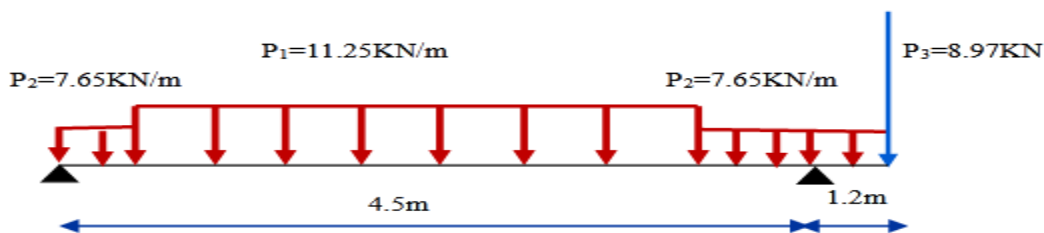
• **Tableau récapitulatif des moments :**

L'ETAT	M appuis (KN. m)	M travée (KN .m)
ELU	-7.9	22.39

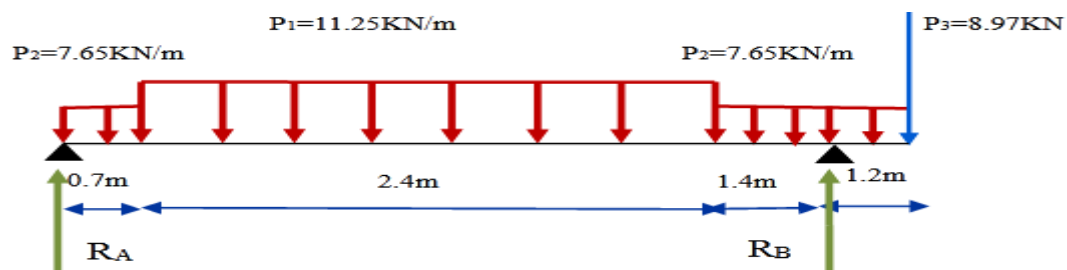
Tab 3. 7: Tableau récapitulatif des moments à L'ELU pour l'escalier étage courant

• **L'ELS :**

• Schéma statique:



• **Calcul des réactions:**



$$\sum F_y = 0 \Rightarrow R_A + R_B = P_1 \times 2.4 + P_2 \times 0.7 + P_2 \times 1.4 + P_2 \times 1.2 + P_3$$

$$R_A + R_B = (11.25 \times 2.4) + (7.65 \times 0.7) + (7.65 \times 1.4) + (7.65 \times 1.2) + 8.97 = 61.22 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = 61.22 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$\Rightarrow (R_B \times 4.5) - P_1 \times (2.4 \times (0.7 + 2.4/2)) - (P_2 \times 0.7 \times 2) - P_2 \times 1.2 \times (4.5 + 1.2/2) - P_2 \times 1.4 \times (3.1 + 1.4/2) - P_3 \times (5.7) = 0$$

$$\Rightarrow R_B = 42.6358.89 \text{ KN}$$

$$\sum M/B = 0$$

$$\Leftrightarrow (R_A \times 4.5) - P_1 \times (2.4(1.4 + 2.4/2)) - (P_2 \times 1.42/2) - P_2 \times 0.7 \times (3.8 + 0.7/2) + (P_2 \times 1.22/2) + P_3(1.2) = 0$$

$$\Leftrightarrow R_A = 18.59 \text{KN.}$$

• Calcul du moment fléchissant et de l'effort tranchant :

- Tronçon 1 : $0 \text{ m} \leq x \leq 0.7 \text{ m}$:

$$T(x) = R_A - P_2 x$$

$$T(x) = 18.59 - 7.65x$$

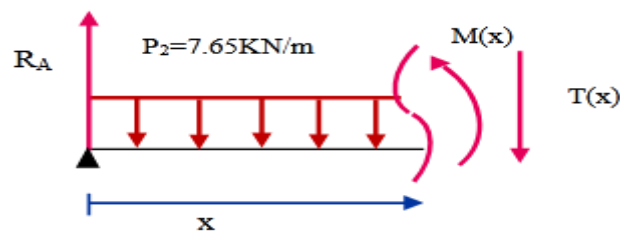
$$\Leftrightarrow T(0) = 18.59 \text{KN}$$

$$T(0.7) = 13.24 \text{KN}$$

$$M(x) = -P_2(x^2)/2 + R_A(x)$$

$$M(x) = -3.825x^2 + 18.59x$$

$$\Leftrightarrow M(0) = 0 \text{ KN.m et } M(0.7) = 11.14 \text{KN.m}$$



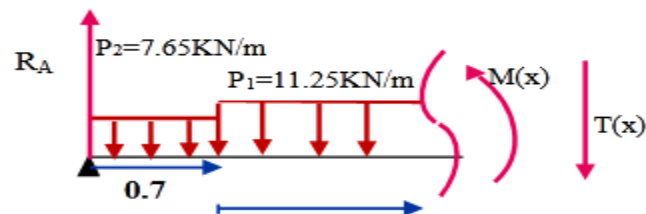
- Tronçon 2 : $0.7 \text{ m} \leq x \leq 2.4 \text{ m}$:

$$T(x) = R_A - 0.7(P_2) - P_1(x)$$

$$T(x) = 13.24 - 11.25(x)$$

$$\Leftrightarrow T(0) = 13.24 \text{KN}$$

$$T(2.4) = -13.76 \text{KN}$$



$$M(x) = -0.7P_2(x+0.7/2) + R_A(x+0.7) - P_1(x)^2/2$$

$$M(x) = -5.355(x+0.7/2) + 18.59(x+0.7) - 5.625(x)^2$$

$$\Leftrightarrow M(0) = 11.14 \text{KN.m et } M(2.4) = 10.50 \text{KN.m}$$

$$dMu(x) / dx = 0 \quad T(x)=0 \Rightarrow 13.24-11.25(x)=0$$

$$x=1.18 \text{ m} \Rightarrow M_{\max}=18.92\text{KN.m}$$

- **Tronçon2 : 0 m ≤ x ≤ 1.2m :**

$$T(x) = P_2(x) + P_3$$

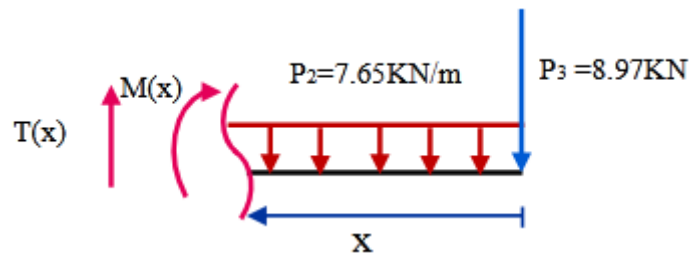
$$T(x) = 7.65 x + 8.97.$$

$$\Rightarrow T(0) = 8.97\text{KN}. T(1.2) = 18.15\text{KN}.$$

$$M(x) = -P_2(x)^2/2 - P_3(x)$$

$$M(x) = -3.825(x)^2 - 8.97(x)$$

$$\Rightarrow M(0) = 0 \text{ KN.M et } M(1.2) = -16.27\text{KN.m}$$



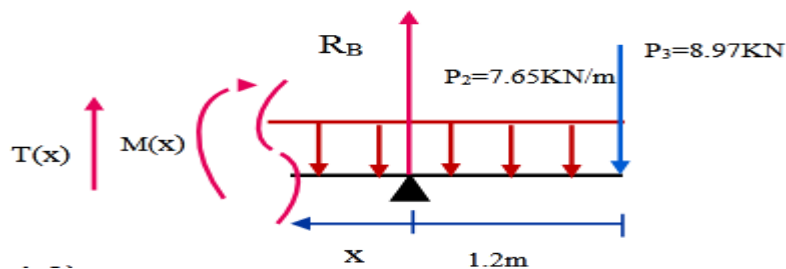
- **Tronçon 3 : 0m ≤ x ≤ 1.4m :**

$$T(x) = P_2(x+1.2) + P_3 - R_B$$

$$T(x) = 7.65x - 24.48.$$

$$\Rightarrow T(0) = -24.48\text{KN}.$$

$$T(1.4) = -13.77\text{KN}.$$



$$M(x) = -P_2(x + 1.2)^2/2 + R_B(x) - P_3(x+1.1).$$

$$M(x) = -3.825(x + 1.2)^2 + 42.63(x) - 8.97(x+1.2)$$

$$\Rightarrow M(0) = -16.27\text{KN.m. et } M(1.4) = 10.50\text{KN}.$$

on a $M_Z^{\max} = 18.92\text{KN.m}$

Aux appuis : $M_{ua} = -0.3 M_z^{max} = -0.3 \times 18.92 = -5.68 \text{ KN.m}$

En travées : $M_{ut} = 0.85 M_z^{max} = 0.85 \times 18.92 = 16.08 \text{ KN.m}$

- **Tableau récapitulatif des moments :**

L'ETAT	M appuis (KN. M)	M travée(KN. M)
ELS	-5.68	16.08

Tableau 3.8 : Tableau récapitulatif des moments à L'ELS pour l'escalier étage courant

3.3.1.2 Ferrailage

- **Calcul du ferrailage à L'ELU**

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m. La fissuration est considérée comme peu préjudiciable (FPP). La paillasse est assimilée à une poutre horizontale simplement appuyée soumise à un chargement vertical uniformément réparti.

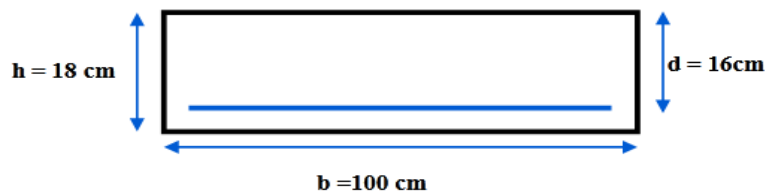


Fig 3 11 : Section transversale pour la paillasse de l'escalier

- **Calcul des armatures:**
- **Aux appuis:**

→ **Armature longitudinale**

$h = 18 \text{ cm}; b = 100 \text{ cm}; d = 0.9 \times h = 16 \text{ cm}; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15;$

$f_{eE400}; \sigma_s = 348 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}; \sigma_b = 14.20 \text{ MPa}; f_{t28} = 2.1 \text{ MP}$

- **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_b} = \frac{7.9 \times 10^{-3}}{1 \times (0.16)^2 \times 14.2} = 0.022$$

$\mu = 0.022 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.022}) = 0.028$$

$$\beta = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.16 (1 - (0.4 \times 0.028)) = 0.158 \text{ m.}$$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \sigma_s} = \frac{7.9 \times 10}{0.158 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

⇒ **On adopte:** $A_a = 5 \text{ HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$

Avec: $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

→ **Armature de répartition:**

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{3.93}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopt: } 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec: $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

• **En travée :**

→ **Armature longitudinale:**

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t}{b d^2 \sigma_b} = \frac{(22.39 \times 10^{-3})}{1 \times (0.16)^2 \times 14.2} = 0.062$$

$\mu = 0.062 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{AN' existe pas et ;}$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.062}) = 0.08$$

$$\beta = d (1 - 0.4 \times \alpha) = 0.16 (1 - (0.4 \times 0.08)) = 0.155 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{M_a}{\beta \sigma_s} = \frac{22.93 \times 10}{0.155 \times 348} = 4.15 \text{ cm}^2$$

⇒ **On adopte:** $A_a = 5 \text{ HA}10 = 5.65 \text{ cm}^2$

Avec: $St = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$

→ **Armature de répartition:**

$$A_{rep} = \frac{A_l}{4} = \frac{5.65}{4} = 0.98 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopt: } 4 \text{ HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Avec: $St = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$

3.3.1.3 Vérification à L'ELU

1-Condition de non fragilité: (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 16 \times \frac{2.1}{400} = 1.93 \text{ cm}^2$$

$$\text{En appuis: } A_a = 3.93 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$A_{rep} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } A_t = 5.65 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$A_{rep} = 3.14 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.93 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

2-Vérification de l'effort tranchant:(Art: A.5.1.2.BAEL.91 Version 99)

Pour l'effort tranchant la vérification du cisaillement suffira pour le cas le plus défavorable.
On a ($T_u \text{ max} = 33.94 \text{ KN}$)

Donc il faut vérifier que:

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{bd} \leq \bar{\tau}_u \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(0.1 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_{u \text{ max}}}{bd} = \frac{3.94 \times 10^{-3}}{1 \times 0.16} = 0.212 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.212 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Conclusion:**

Il n'y a aucun risque de cisaillement, donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

3-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:

(Art: A.5.1.3.13.BAEL.91 Version 99)

- **Influence sur le béton:(Art: A.5.1.3.21.BAEL.91 Version 99).**

On doit avoir que:

$$T_U^{max} < \bar{T}_U = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times b \times a$$

Avec: $a = 0.9d = a = (0.9) \times (16) = 14.4 \text{ cm}$ (longueur de l'appui)

$$T_U^{max} = 33.94 \text{ KN}$$

$$\bar{T}_U = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 1 \times 14.4 \times 10 = 960 \text{ KN}$$

$$T_U = 33.94 \text{ KN} \leq \bar{T}_U = 960 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Influence sur les armatures longitudinales inférieures:**

On doit vérifier que:

$$A_s \text{ appui} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_U + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$$

$$A_{s\text{appui}} = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$T_U^{\text{max}} = 33.94 \text{ KN.m}$$

$$M_{\text{appui}} = 7.9 \text{ KN.m}$$

$$A_{s\text{appui}} = 5\text{HA}10 = 3.93 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ appui} = 3.93 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[33.94 + \frac{7.9}{0.9 \times 0.16} \right] = 2.54 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

3.3.1.4 Vérification à L'ELS

1-Contrainte de compressions dans le béton ELS:

(La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

$$\sigma_{bc} = K.Y \quad \text{Et} \quad K = \frac{M_{se}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

$$n \text{ a: } b = 1 \text{ m; } h = 18 \text{ cm; } d = 0.9h = 16 \text{ cm}$$

- **Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés**

	Mser (KN.m)	As (cm2)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
appui	5.68	3.93	10.603 × 10³	3.79	53.56	2.03	15	C.V.
travée	16.02	5.65	14.242 × 10³	4.43	112.5	4.98	15	C.V.

Tableau3.9: Ferrailage obtenu pour l'escalier étage courant

- **Tableau récapitulative du ferrailage :**

	As(cm) ²	A _s (cm) ² adoptée	A _{min} (cm) ²	Choix	A _{epartion} (cm) ²	Choix
appuis	1.44	3.93	1.93	5HA10	3.14	4HA10
travée	4.15	5.65	1.93	5HA12	3.14	4HA10

Tableau3 10: Ferrailage obtenu pour l'escalier étage courant

2-Etat limite de déformation (la flèche): (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)

$$\frac{A_s}{bd} < 4.2f_e \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 16} = 0.0035 < \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{3185}{450} = 0.04 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{CNV.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_u} \Rightarrow \frac{35}{320} = 0.04 > \frac{1}{10} \frac{49.24}{57.93} = 0.085 \Rightarrow \text{CNV.}$$

La deuxième et les troisièmes conditions ne sont pas vérifiées. Donc le calcul de la flèche est indispensable

⇒ Calcul de la flèche: (BAEL 91, art B.6.5, 2)

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

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

M_{psr} = 16.02 KNm

M_{jsr} = ?

palier: P₂ = 3.5 KN/m

paillasse: P₃ = 7.2 KN/m

M_{jsr} = 0.85 M_{max} = 0.85 x 14.97 = 12.72 KNm

M_{g ser} = ?

palier : P₂ = 5.15 KN/m

paillasse : P₃ = 8.75 KN/m

M_{g ser} = 0.85 M_{max} = 0.85 x 18.38 = 15.62 KNm

- Le pourcentage des armatures :**

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$\rho = 5.65 / (100)(16) = 0.0035$

$$I_f = \frac{1.1xI_0}{1+\lambda\mu}$$

$$\lambda_i = \frac{0.05xft28}{(2+\frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.05x2.1}{(2+\frac{3 \times 100}{100}) \times 0.0035} = 6$$

$$\lambda_v = \frac{0.02xft28}{(2+\frac{3b_0}{b})\rho} = \frac{0.02x2.1}{(2+\frac{3 \times 100}{100}) \times 0.0035} = 2.4$$

- Position de l'axe neutre :**

y = 4.43 cm

I = 14.242 x 10³ cm²

- les contraintes

$$\sigma_s g = \frac{15Mg_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 \times 15.62 \times 10^6}{14242 \times 10^4} (16 * 4.43 \times 10^1 = 190.34 \text{MPa})$$

$$\sigma_s p = \frac{15Mp_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 \times 16.02 \times 10^6}{14242 \times 10^4} (16 * 4.43 \times 10^1 = 195.21 \text{MPa})$$

$$\sigma_s j = \frac{15Mj_{ser}}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 \times 12.72 \times 10^6}{14242 \times 10^4} (16 * 4.43 \times 10^1 = 155 \text{MPa})$$

$$\mu_g = \frac{1 - 1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{sg} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0035 \times 190.34 + 2.1} = 0.23$$

$$\mu_p = \frac{1 - 1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{sp} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0035 \times 195.21 + 2.1} = 0.24$$

$$\mu_j = \frac{1 - 1.75 \times f_{t28}}{4\rho\sigma_{sj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0035 \times 155 + 2.1} = 0.14$$

- Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right] \Rightarrow I_0 = 52752.75 \text{cm}^4$$

- Calcul de I_f moment d'inertie fictif :

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

$$I_{fgi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 52752.75}{1 + 5 \times 0.29} = 24381.52 \text{cm}^4$$

$$I_{fvi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 52752.75}{1 + 2 \times 0.29} = 37309.95 \text{cm}^4$$

$$I_{fpi} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 52752.75}{1 + 5 \times 0.39} = 19982.95 \text{cm}^4$$

$$I_{fji} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 52752.75}{1 + 5 \times 0.20} = 29474.86 \text{cm}^4$$

Les modules de déformations longitudinaux selon (BAEL 91, art A.2.1, 21 et A.2.1, 22)

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{MPa}$$

- Calcul des flèches :

$$f_{gi} = \frac{Mg_{ser} L^2}{10 E_i I_{fgi}} = \frac{17.83 \times 4.5^2}{10 \times 32164.19 \times 10^{-3} \times 10^6 \times 24061.11 \times 10^{-8}} = 0.0047 \text{m} = 4.7 \text{mm}$$

$$f_{gi} = \frac{Mg_{ser} L^2}{10 E_v I_{fgv}} = \frac{17.83 \times 4.5^2}{10 \times 10818.86 \times 10^{-3} \times 10^6 \times 37309.95 \times 10^{-8}} = 0.0089 \text{m} = 8.9 \text{mm}$$

$$f_{gi} = \frac{M_{pser} L^2}{10 E I f_{pi}} = \frac{23.04 \times 4.5^2}{10 \times 32164.19 \times 10^{-3} \times 10^6 \times 19982.95 \times 10^{-8}} = 0.0073 \text{ m} = 7.3 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} L^2}{10 E I f_{ji}} = \frac{14.42 \times 4.5^2}{10 \times 32164.19 \times 10^{-3} \times 10^6 \times 29474.86 \times 10^{-8}} = 0.0031 \text{ m} = 3.1 \text{ mm}$$

on a $L=4.5\text{m} < 5\text{m}$ donc selon BEAL91 : on doit vérifier la condition :

$$\Delta f < \bar{f} t = \frac{l}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{450}{500} = 0.9 \text{ cm} = 9 \text{ mm}$$

$$\Delta f t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji} = 8.9 - 4.7 + 7.3 - 3.1 = 8.4 \text{ mm} < \bar{f} = 9 \text{ mm}$$

⇒ Condition vérifiée

3.3.1.5 Schéma de ferrailage pour l'escalier étage courant

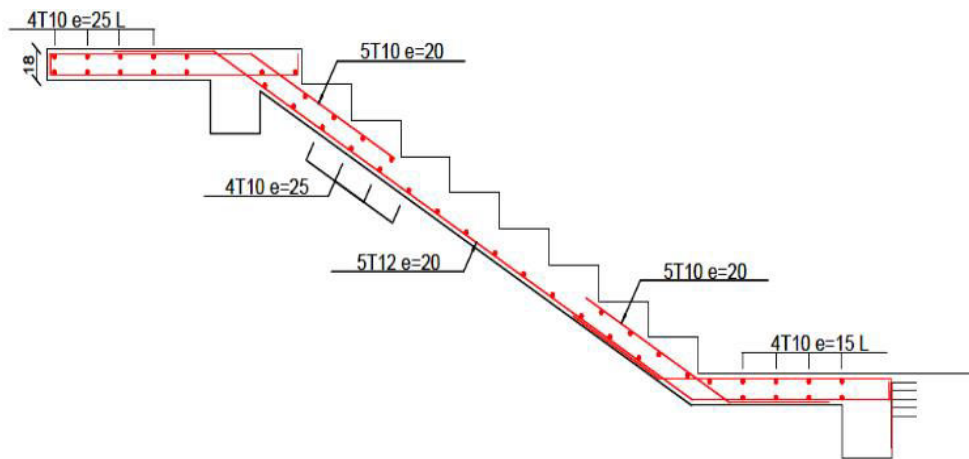


Figure 3 12: Schéma de ferrailage pour L'escalier

3.3.1.6. Etude de la poutre palière

La poutre palière est une poutre qui supporte les volées des escaliers entre deux niveaux successifs. Cette poutre est sollicitée par un chargement uniforme du aux poids des volées, (réaction B calculée précédemment) et elle aussi sollicitée par un couple de torsion.

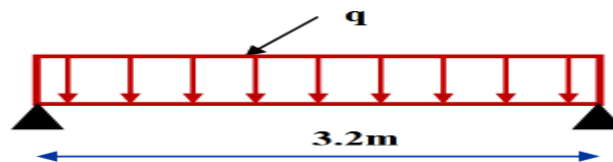


Figure 3 13: Schéma statique de la poutre palière

La poutre palière est calculée à l'ELU puisque la fissuration est considérée peu nuisible.

a. Pré dimensionnement de la poutre palière:

Selon le BAEL 91[2], les dimensions de la poutre sont :

$$\frac{1}{15} \leq h \leq \frac{1}{10} \Rightarrow 21.33 \leq h \leq 32 \text{ cm} \Rightarrow h=30 \text{ cm}$$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \Rightarrow 9 \leq b \leq 21 \text{ cm} \Rightarrow b=20 \text{ cm}$$

Avec:

→ L: portée de la poutre → h: hauteur de la poutre → b: largeur de la poutre

Le RPA99 préconise: $h \geq 30 \text{ cm}$

$$b \geq 20 \text{ cm}$$

$$\frac{h}{b} \leq 4$$

⇒ On adopte (b x h) = (30x35): **h=35 cm ; b=30 cm.**

b .Chargement de la poutre palière:

La poutre palière est soumise à:

-Charge d'exploitation : $Q = 2.5 \text{ KN/m}$.

-Son poids propre le long de la poutre : $GP=25 \times 0.3 \times 0.35=2.625 \text{ KN/ml}$.

-Réaction d'appui provenant de l'escalier et du palière ainsi que du mur de la maçonnerie :

- ELU: $R_b = 58.89 \text{ KN}$.
- ELS: $R_b = 42.63 \text{ KN}$.

-Combinaison de charge:

- À l'ELU :

$$q_u = 1.35 G_p + R_b = 1.35 (2.625) + 58.89 = 62.43 \text{ KN/ml}.$$

- À l'ELS:

$$q_s = G_p + R_b = 2.625 + 42.63 = 45.26 \text{ KN/ml}.$$

c. Calcul des sollicitations :

- À l'ELU:

-Moment isostatique

$$M_0 = q_u \frac{L^2}{8} = 62.43 \times \frac{3.2^2}{8} = 79.91 \text{ KNm}$$

-Effort tranchant:

$$T_u = q_u \frac{l}{2} = 62.43 \times 3.22 = 99.89 \text{KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement

Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -0.3 \times 79.91 = -23.97 \text{KN.m} \quad \Leftrightarrow M_a = -23.97 \text{KN.m}$

Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 79.91 = 67.92 \text{KN.m} \quad \Leftrightarrow M_t = 67.92 \text{KN.m}$

• **À l'ELS:**

-Moment isostatique:

$$M_0 = q_s \frac{L^2}{8} = 45.26 \times \frac{(3.2)^2}{8} = 57.93 \text{KN.m}$$

-Effort tranchant:

$$T_S = \frac{q_s L}{2} = \frac{45.26 \times 3.2}{2} = 72.42 \text{KN}$$

Pour tenir compte de semi encastrement:

Sur appuis: $M_a = -0.3 M_0 = -17.40 \text{KN.m}$

Sur travée: $M_t = 0.85 M_0 = 49.24 \text{KN.m}$

d. Calcul des armatures:

1-Calcul des armatures longitudinales :

• **En appuis:**

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_b} = \frac{(23.97 \times 10^{-3})}{0.3 \times (0.32)^2 \times 14.2} = 0.055$$

$\mu = 0.055 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow$ ÁN'existe pas et ;

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{MPa}$$

$$\alpha u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.055}) = 0.071$$

$\beta = d (1 - 0.4 \times \alpha u) = 0.16 (1 - (0.4 \times 0.071)) = 0.31 \text{m.}$

$$A_a = \frac{M_a}{\beta \sigma_s} = \frac{23.97 \times 10}{0.31 \times 348} = 2.22 \text{cm}^2$$

\Rightarrow On adopte: $A_a = 3 \text{HA}10 = 3.39 \text{cm}^2$

- En travée :
- Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2\sigma_b} = \frac{(67.92 \times 10^{-3})}{0.3 \times (0.32)^2 \times 14.2} = 0.156$$

$$\mu = 0.156 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{ÁN} \text{ existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.156}) = 0.213$$

$$\mu l = d(1 - 0.4\alpha u) = 0.32(1 - (0.4 \times 0.213)) = 0.29 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{Ma}{\beta\sigma_s} = \frac{67.92 \times 10}{0.29 \times 348} = 6.73 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte: } A_a = 6\text{HA}10 = 6.79 \text{ cm}^2$$

2-Calcul des armatures transversales :

$$St \leq \min(0.9d, 40\text{cm}) = \min(28.8, 40) = 28.8\text{cm} \Rightarrow St = 20 \text{ cm}$$

$$\frac{Atf_e}{b_0St} \geq 0.4 \Rightarrow At \geq \frac{b_0xStx0.4}{f_e} \Rightarrow At \geq \frac{0.4 \times 30 \times 20}{400} = 0.6 \text{ cm}^2$$

On prend des $\emptyset 8$ pour les cadres et les étriers. (Un cadre et un étrier).

e-Vérification à l'ELU :

1-Condition de non fragilité : (Art A.4.21 de BAEL91 modifié 99)

$$A_{min} = 0.23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times \frac{32 \times 2.1}{400} = 1.16 \text{ cm}^2.$$

$$\text{En appuis : } A_a = 3.39 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{En travée : } A_t = 6.79 \text{ cm}^2 > A_{min} = 1.16 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

2-Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)

$$T_u \text{ max} = 99.89 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} \leq \overline{\tau_U} = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{0.15 f_{c28}}{\gamma_b} \\ 4 \text{ MPa} \end{array} \right. = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{T_U}{bd} = \frac{99.89 \times 10^{-3}}{0.3 \times 0.32} = 0.56 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.56 \text{ MPa} < \overline{\tau_U} = 2.5 \text{ MPa} \quad \text{C.V}$$

Donc: Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaire.

3-Influence de l'effort tranchant au niveau des appuis:(Art : A.5.1.3.13. BAEL.91 Version 99)

-Influence sur le béton : (Art : A.5.1.3.21. BAEL.91 Version 99).

$$T_U^{max} < \bar{T}_u = 0.4 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \times ab \times b$$

Avec : a=0,9d (longueur de l'appui) et $T_U^{max} = 99.89\text{KN}$

$$\bar{T}_U = 0.4 \times \frac{25}{1.5} \times 0.9 \times 32 \times 30 \times 10^{-1} = 576\text{KN}$$

$$T_U = 99.89 \text{ KN} \leq \bar{T}_U = 576 \text{ KN} \Rightarrow \text{C.V}$$

-Influence sur les armatures longitudinales inférieures :

On doit vérifier que :

$$AS \text{ appui} \geq \frac{1.15}{f_e} \left[T_U + \frac{M_{\text{appui}}}{0.9d} \right]$$

On a $AS \text{ appui} = 3.39 \text{ cm}^2$; $T_u \text{ max} = 99.89 \text{ KN}$ et $M \text{ appui} = 23.97\text{KN.m}$

$$AS \text{ appui} \geq \frac{1.15 \times 10}{400} \left[99.89 + \frac{23.97}{0.9 \times 0.32} \right] = 0.56\text{cm}^2$$

$$\Rightarrow AS \text{ appui} = 3.93 \text{ cm}^2 < 5.26\text{cm}^2 \Rightarrow \text{CNV}$$

On doit augmenter la section d'acier donc on adopte 5HA12 = 5.65 cm²

Alors $AS \text{ appui} = 5.65 \text{ cm}^2$

f-Vérification à L'ELS :

1-Etat limite de déformation (la flèche): (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)

$$\frac{As}{bd} < 4.2f_e \Rightarrow \frac{6.79}{30 \times 32} = 0.00707 < \frac{4.2}{400} = 0.0105\text{MPa} \Rightarrow \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{35}{320} = 0.1093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{CV.}$$

$$\frac{h}{l} > \frac{1 \times Mt}{10 \times Mu} \Rightarrow \frac{35}{320} = 0.1093 > \frac{1 \times 49.24}{10 \times 57.93} = 0.085 \Rightarrow \text{CV.}$$

Tel que: Mt: moment dans les travers

Mu: moment d'une poutre isostatique

⇒ Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

Contrainte de compression dans le béton ELS:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6f_{c28} = 15\text{MP}$$

- **Contrainte maximale dans le béton comprimé:**
- **Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés**

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appui	49.24	3.93	57.987× 10³	11.73	84.92	9.96	15	C.V.
travée	17.40	5.65	50.861× 10³	10.91	34.33	3.75	15	C.V.

Tableau 3.11:Contrainte de compression dans le béton

g-Ferraillage finale de la poutre palière:

Armatures longitudinales:

- **En travée:**

$$AS = A_t + \frac{A_{tor}}{2} = 6.79 + \frac{2.67}{2} = 8.13cm^2 \Rightarrow \text{on adopte } 6HA14 = 9.24cm^2$$

- **En appuis :**

$$AS = A_a + \frac{A_{tor}}{2} = 5.65 + \frac{2.67}{2} = 6.99cm^2 \Rightarrow \text{on adopte } HA14 + 3HA12 = 8.01cm^2$$

- **Armatures transversales:**

$$A = A_{tr\ tor} + A_t \quad A = 0.48 + 0.6 = 1.08cm^2.$$

Alors On adopte Cad Ø8+ et r Ø8

On récapitule les résultats dans le tableau ci dessous

Armatures longitudinales (cm) ²		Armature transversales (cm) ²
Travée	Appui	
6HA14=9.24(cm) ²	3HA14+3HA12=8.01(cm) ²	Cad Ø8 + et r Ø8

Tableau3.12 Les armatures choisies pour la poutre palière étage courant

h-Schéma de ferrailage de la poutre palière:

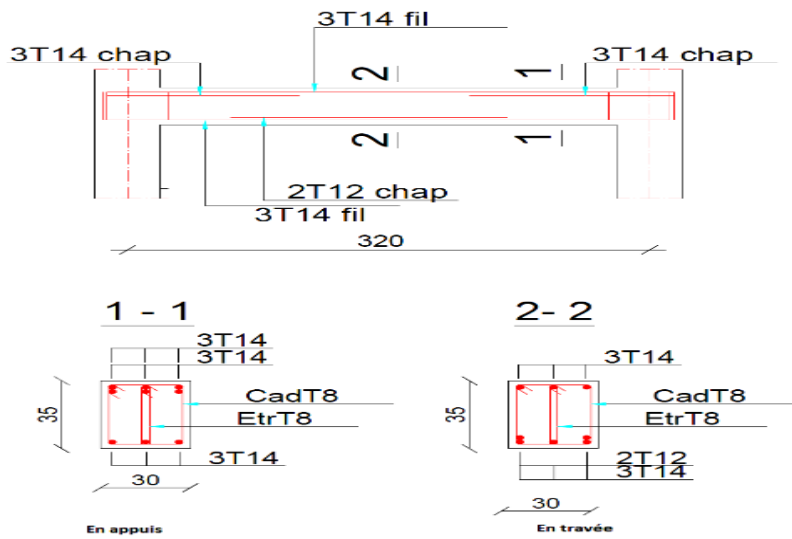


Figure 3 14: Schéma de Ferrailage de la poutre palière

3 .4. Etude de la salle machine :

Notre bâtiment comprend une seule cage d’ascenseur dont la vitesse d’entraînement

$V = 1\text{m/s}$. La surface de la cabine est de $(1.60 \times 1.60) \text{ m}^2$. La charge totale que transmettent le système de levage et la cabine chargée est de 5,7 tonnes.

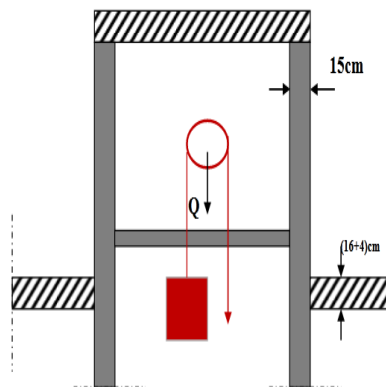


Figure3.15: Schéma d’ascenseur

3.4.1. Dimensionnement de la dalle :

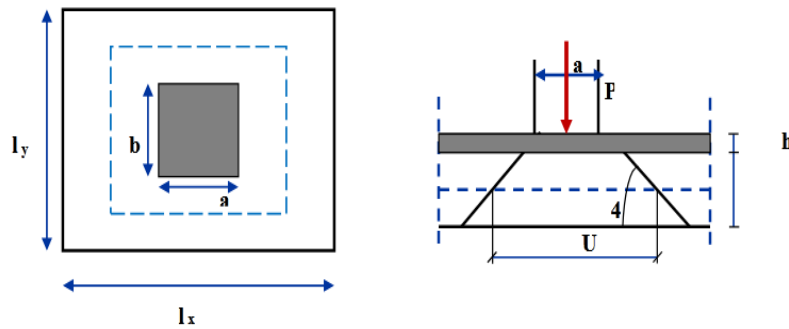


Figure 3.16 Répartition de la charge localisée sur la dalle

$$\alpha = \frac{LX}{LY} = \frac{160}{160} = 1 > 0.4 \quad \Rightarrow \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens}$$

➤ Pour un panneau isolé:

$$ht \geq \frac{LX}{30} = \frac{160}{30} = 5.33 \text{ cm}$$

Le R.P.A impose que $h \text{ min} = 12 \text{ cm}$, donc on prend: **ht = 15 cm**

La dalle encastrée sur quatre cotés, elle est soumise à une charge localisée, son calcul se fait à l'aide des abaques de PIGEAUD qui permettent d'évaluer les moments dans les deux sens en plaçant l

Avec: h_0 : Epaisseur de la dalle ($h_0 = 15 \text{ cm}$)

e: Epaisseur du revêtement ($e = 5 \text{ cm}$)

p: la charge concentrée

$k = 1$, car les revêtements est aussi solide que le béton.

$$a = b = 80 \text{ cm}$$

v: coefficient de poisson a charge centrée.

On aura:

$$U = a + 2k.e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$V = b + 2k.e + h_0 = 80 + 2 \times 5 + 15 = 105 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow U = V = 105 \text{ cm}$$

3.4.2. Calcul des sollicitations

➤ À L'ELU: ($\nu = 0$)

Système de levage: $q_u = 1,35 \times 57 = 76.95$ KN

Dalle en béton armé: $G = (25 \times 0.15 + 22 \times 0.05) = 4.85$ KN/m.

$Q = 1$ KN.

$q_u = (1.35 \times 4.85 + 1.5 \times 1) = 8.05$ KN/m.

➤ L'ELS: ($\nu = 0.2$)

Système de levage: $q_{ser} = 57$ KN.

Dalle en béton armé: $q_{ser} = (4.85 + 1) = 5.85$ KN.

- Principe de calcul

1-Calcul des moments dus au système de levage:

M_1, M_2 : coefficients données en fonction de $(\alpha; \frac{u_x}{l_x}; \frac{u_y}{l_y})$

→ $M_{x1} = q_u \cdot M_1$

→ $M_{y1} = q_u \cdot M_2$

2-Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :

Les moments fléchissant développés au centre du panneau ont pour expression:

$M_{x2} = \mu_x \cdot q_u L^2 x$

$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$

Avec: ν : coefficient de poisson tel que

$\nu = 0,2$ à L'ELS

$\nu = 0$ à L'ELU

➤ À L'ELU: ($\nu = 0$)

- Calcul de M_{x1} ; M_{y1} : dus au système de levage:

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.60}{1.60} = 1$$

$$\frac{U}{L_x} = \frac{1.05}{1.60} = 0.6$$

$$\frac{V}{Ly} = \frac{1.05}{1.60} = 0.6$$

⇒ D'où : $M_1 = 0.076$; $M_2 = 0.076$ (abaque de PIGEAUD Annexe II)

$$M_{x1} = q (M_1 + \nu M_2)$$

$$M_{y1} = q (M_2 + \nu M_1)$$

Avec: $\nu = 0$

Donc:

$$M_{x1} = q \cdot M_1 = 76.95 \times 0.076 = 5.85 \text{ KN.m}$$

- **Calcul des moments dus au poids propre de la dalle M_{x2} et M_{y2} :**

$$M_{x2} = \mu_x \cdot q \cdot L^2 \cdot x$$

$$M_{y2} = \mu_y M_{x2}$$

⇒ Avec: $\nu = 0$

Pour: $\alpha = 1 \rightarrow \left(\begin{matrix} \mu_x = 0.037 \\ \mu_y = 1.000 \end{matrix} \right)$ (tableau de PIGEAUD Annexe I)

$$M_{x2} = 0.037 \times 8.05 \times (1.60)^2 = 0.76 \text{ KN}$$

$$M_{y2} = 1.00 \times 0.76 = 0.76 \text{ KN.m}$$

- **Superposition des moments:**

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 5.85 + 0.76 = 6.61 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 5.85 + 0.76 = 6.61 \text{ KN.m}$$

➤ **Remarque :**

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

$$M_{X \text{ app}} = -0,30 M_x \quad \Leftrightarrow M_{Y \text{ app}} = -0,30 M_y$$

$$M_{X \text{ tra}} = 0,85 M_x \quad \Leftrightarrow M_{y \text{ tra}} = 0,85 M_y$$

- Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant:

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELU	X-X	Sur appuis	-1.983
		En travée	5.618
	Y-Y	Sur appuis	-1.983
		En travée	5.618

Tableau 3 13: Moment agissant sur la dalle machine à L'ELU

➤ **L'ELS : (v =0.2)**

- Calcul de MX1; My1: dus au système de levage:

$$\alpha = \frac{Lx}{Ly} = \frac{1.60}{1.60} = 1$$

$$\frac{U}{Lx} = \frac{105}{1.60} = 0.6$$

$$\frac{V}{Ly} = \frac{105}{1.60} = 0.6$$

⇒ D'où : M1 =0.076; M2 =0.076(abaque de PIGEAUD Annexe II)

$$Mx1= q (M1 +vM2)$$

$$My1= q (M2 +vM1)$$

Avec: v=0

Donc:

$$Mx1= qu. M1 =57x0.076=4.33KN.m$$

$$My1= qu. M2 = 57x0.076= 4.33KN.m$$

- Calcul des moments dus au poids propre de la dalle Mx2 et My2 :

$$Mx2=\mu_x.qserL^2x$$

$$My2= \mu_yMx2$$

⇒ Avec: v=2

Pour: $\alpha=1 \rightarrow \left\{ \begin{matrix} \mu_x=0.044 \\ \mu_y=1.000 \end{matrix} \right\}$ (tableau de PIGEAUD Annexe I)

$$Mx2=0.037x8.05x (1.60)^2= 0.65KN$$

$$My2 = 1.00x0.76= 0.65KN.m$$

- Superposition des moments:

$$M_x = M_{x1} + M_{x2} = 4.33 + 0.65 = 4.98 \text{ KN.m}$$

$$M_y = M_{y1} + M_{y2} = 4.33 + 0.65 = 4.98 \text{ KN.m}$$

- Remarque :

A fin de tenir compte du semi encastrement de la dalle au niveau des voiles, les moments calculés seront multipliés par le coefficient 0,85 en travée et 0,3 aux appuis.

$$M_{x \text{ app}} = -0,30 M_x \quad \Rightarrow M_{y \text{ app}} = -0,30 M_y$$

$$M_{x \text{ tra}} = 0,85 M_x \quad \Rightarrow M_{y \text{ tra}} = 0,85 M_y$$

Les résultats trouvés sont donnés dans le tableau suivant:

	Sens	Zone	Moments(KN.m)
ELU	X-X	Sur appuis	-1.983
		En travée	5.618
	Y-Y	Sur appuis	-1.983
		En travée	5.618

Tableau 3.14: Moment agissant sur la dalle machine à L'ELS

3.4.3. Ferrailage

• Calcul des armatures en flexion simple:

Le calcul se fera à L'ELU pour une bande de 1m.

$$H = 15\text{cm}; b = 100\text{cm}; d = 13\text{cm}; \gamma_b = 1.5; \gamma_s = 1.15; \text{FeE400.} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}; f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

$$; f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}; \sigma_b = 14.20 \text{ MPa.}$$

⇒ Ferrailage dans le sens x-x: (Fissuration peu préjudiciable).

Aux appuis: $M_a = 1.983 \text{ kN.m}$ et En travée: $M_t = 5.618 \text{ kN.m}$

• En travée:

$$\mu = \frac{M_a}{b d^2 \sigma_b} = \frac{(5.618 \times 10^{-3})}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.023$$

$$\mu = 0.023 < \mu_L = 0.392 \Rightarrow \text{ÁN' existe pas et ;}$$

$$1000 \epsilon_s > 1000 \epsilon_1 \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.030$$

$$\mu l = d (1 - 0.4 \times \alpha u) = 0.13 (1 - (0.4 \times 0.030)) = 0.128 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{Ma}{\mu l \sigma_s} = \frac{5.618 \times 10}{0.128 \times 348} = 1.26 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte: } A_a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Aux appuis:

$$\mu = \frac{Ma}{bd^2 \sigma_b} = \frac{(1.983 \times 10^{-3})}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 < \mu_L = 0,392 \Rightarrow \text{ÁN' existe pas et ;}$$

$$1000 \varepsilon_s > 1000 \varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha u = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.008}) = 0.010$$

$$\mu l = d (1 - 0.4 \times \alpha u) = 0.13 (1 - (0.4 \times 0.010)) = 0.129 \text{ m.}$$

$$A_t = \frac{Ma}{\mu l \sigma_s} = \frac{5.618 \times 10}{0.128 \times 348} = 0.44 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{On adopte: } A_a = 4\text{HA}10 = 3.14 \text{ cm}^2$$

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant

Sens X-X							
	MU(KN.m)	A' (cm ²)	AS (calculer)(ccm ² m ²)	Amin(cm ²)	A adopté(cm ²)	Choix	St(cm)
Sur appuis	1.983	0	0.44	1.2	3.14	4HA10	25
En travée	5.618	0	1.3	1.2	3.14	4HA10	25

Tableau 3 15: Ferrailage suivant le sens x

⇒ Ferrailage dans le sens y-y:

Aux appuis: M a= 1.983kN.m et En travée: Mt = 5.618kN.m

Les résultats sont groupés dans le tableau suivant:

Sens Y-Y							
	MU(KN.m)	A' (cm ²)	AS (calculer)(ccm ² m ²)	Amin(cm ²)	A adopté(cm ²)	Choix	St(cm)
Sur appuis	1.983	0	0.44	1.2	3.14	4HA10	25
En travée	5.618	0	1.3	1.2	3.14	4HA10	25

Tableau 3 16: Ferrailage suivant le sens y**34.4 Vérifications**

- **Vérification de la condition de non fragilité:(Art: A.4.2.1.BAEL91)**

$$A_{min} = \delta_0 b \cdot h \frac{3-\alpha}{2} \rightarrow \dots \text{ Avec } \dots \rho_0 = 0,80/100$$

$$\text{Avec: } \delta_0 = 0,0008 \text{ pour FeE400 et } \alpha = \frac{L_x}{L_y}$$

$$A_{min} = 0,0008 \times 100 \times 15 \times \frac{3-1}{2} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

sens x-x

$$\text{Aux appuis : } A_{ua} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{En travées : } A_{ut} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V}$$

sens y-y

$$\text{Aux appuis : } A_{ua} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{En travées : } A_{ut} = 3,14 \text{ cm}^2/\text{ml} > A_{min} = 1,2 \text{ cm}^2/\text{ml} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Vérification des diamètres maximaux des barres:**

On doit vérifier que :

$$\varphi_{max} \leq \frac{h}{10}$$

$$\varphi_{max} = 10 \text{ mm} \leq \frac{150}{10} = 15 \text{ mm} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale.

$$\text{Armatures } A_x / L_x: S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

$$\text{Armatures } A_y / L_y: S_t = 25 \text{ cm} < \min(3h; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm} \Rightarrow \text{C.V}$$

- **Vérification au poinçonnement: (BAEL91/Art : A.5.2.42)**

$$q_u \leq 0,045 \times \mu_i \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

qu : La charge de calcul à L'ELU

h: Epaisseur totale de la dalle

μi : Périmètre du rectangle d'impact au niveau de la feuille moyenne de la dalle.

$$\mu_i 2(U+V)=2(1.05+1.05)=4.20\text{cm}$$

$$q_u = 1,35 \times 57 = 76.95 \text{ KN}$$

$$q_u \leq \frac{0.045 \times 4.20 \times 0.15 \times 25 \cdot 10^3}{1.5} = 472.50 \text{ KN} \quad \text{C.V}$$

- Vérification de la contrainte tangentielle :

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.
On doit vérifier que :

$$U=V \rightarrow V = \frac{q_u}{2 \times a + b} = \frac{76.95}{2 \times 1.6 + 1.6} = 16.03 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{16.03 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.123 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left[0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right] = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.123 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

- Vérification de compression dans le béton ELS : (La fissuration est peu nuisible)

On doit vérifier que :

– Contrainte de compression dans le béton ELS:

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MP}$$

– Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} = K \cdot Y$ Et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Avec :

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

- Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés

• Sens X-X :

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appui	1.494	3.14	5608.736	3.06	26.63	0.81	15	C.V.
travée	4.233	3.14	5608.736	3.06	75.47	2.32	15	C.V.

Tableau 3 17: Vérification de compression dans le béton ELS suivant x

• Sens YY :

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appui	1.494	3.14	5608.736	3.06	26.63	0.81	15	C.V.
travée	4.233	3.14	5608.736	3.06	75.47	2.32	15	C.V.

Tableau 3 18: Vérification de compression dans le béton ELS suivant sens y

- **Vérification de la flèche :**

Etat limite de déformation (la flèche): (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)

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

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \frac{M_t}{M_0}$$

$$\frac{A}{b_0 d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

Avec : L : la portée entre nus d'appui.

M_t : moment maximum en travée.

M_0 :: moment isostatique.

A_s :: section d'armature tendue correspondante.

Si l'une de ces conditions n'est pas vérifiée on doit calculer la flèche et la vérifier avec la flèche admissible.

- **Vérification de conditions :**

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.14}{100 \times 13} = 0.0024 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{160} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L_y} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{15}{160} = 0.093 > \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L_x} \geq \frac{1 \times M_{tx}}{10 \times M_x} \Rightarrow \frac{15}{60} = 0.093 > \frac{1 \times 4.233}{10 \times 4.98} = 0.085 \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L_y} \geq \frac{1 \times M_{ty}}{10 \times M_y} \Rightarrow \frac{15}{60} = 0.093 > \frac{1 \times 4.233}{10 \times 4.98} = 0.085 \Rightarrow \text{CV}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

3.4.5. Schéma de ferrailage pour la dalle machine

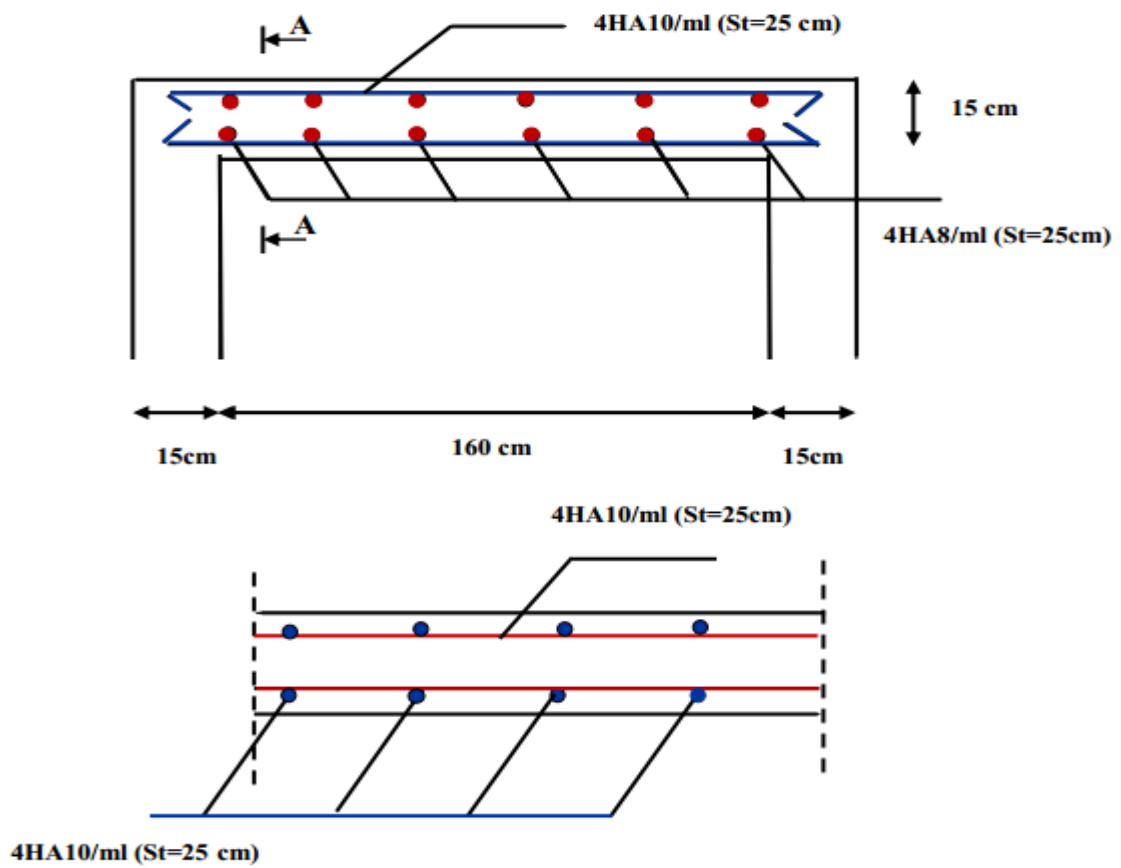


Figure 3.17: Ferrailage de la dalle du local machine

4. Etude des planchers :

4.1. Introduction:

Les planchers sont des éléments horizontaux plans, permettant la séparation entre les niveaux successifs, et déterminent les différents niveaux d'un bâtiment

Le calcul se fera pour le plancher le plus sollicité, les planchers de notre bâtiment sont en corps creux (16+4) associés à des poutrelles préfabriquées.

Le plancher à corps creux est constitué de :

- Nervures appelées poutrelles de section en T, elles assurent la fonction de portance; la distance entre axes des poutrelles est de 65 cm
- Remplissage en corps creux; sont utilisés comme coffrage perdu et comme isolant phonique, sa hauteur est de 16 cm.
- Une dalle de compression en béton de 4 cm d'épaisseur, elle est armée d'un quadrillage d'armatures ayant pour but:
 - Limiter les risques de fissuration dus au retrait.
 - Résister aux efforts dus aux charges appliquées sur des surfaces réduites.

4.2.1. Dalle de compression :

La dalle de compression est coulée sur toute la surface de plancher, avec une épaisseur de 4cm

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

- 33 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.
- 20cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- En pratique (en Algérie on considère un maillage de 20cm)

- **Armatures perpendiculaires aux poutrelles :**

Si : $L1 \leq 50\text{cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins

égale à :

$$A_{\perp \text{ nervures}} = \frac{200}{f_e}$$

Si : $50\text{cm} \leq L1 \leq 80\text{cm}$

La section d'acier perpendiculaire aux nervures exprimée en cm^2/ml doit être au moins égale à:

$$A^{\perp} \text{ nervures} = 4 \times \frac{L_2}{f_e}$$

Avec :

L_1 : distance entre l'axe des poutrelles ($L_1=65$ cm).

A^{\perp} nervures: Diamètre perpendiculaire aux poutrelles, $f_e = 520$ MPa

(f_e : limite élastique des aciers utilisées).

Quadrillage de treilles soudé (TLE 520).

$$A^{\perp} \text{ nervures} = 4 \times \text{cm}^2/\text{ml}$$

⇒ on prend : A^{\perp} nervures = $5 \text{ } \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2$ avec un espacement : $St=20$ cm.

- **Armatures parallèles aux poutrelles :**

$$A// \text{ nervures} = \frac{\overset{\text{nervures}}{A}}{2} = \frac{1.41}{2} = 0.705 \text{ cm}^2$$

⇒ on prend : $A//$ nervures = $5 \varnothing 6 = 1.41 \text{ cm}^2$

$A//$ nervures: diamètre parallèle aux poutrelles

Conclusion :

Pour le ferrailage de la dalle de Compression, On adopte un treillis Soudés dont la dimension des Mailles est égale à 20cm suivant les deux sens (20x20).

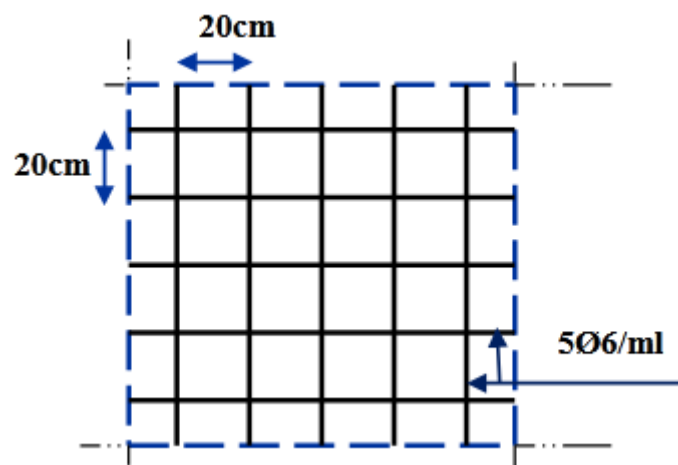


Figure 4.1: Treillis soudés (20x20) cm^2

4.2.2. Calcul des poutrelles

- Pré dimensionnement des poutrelles :

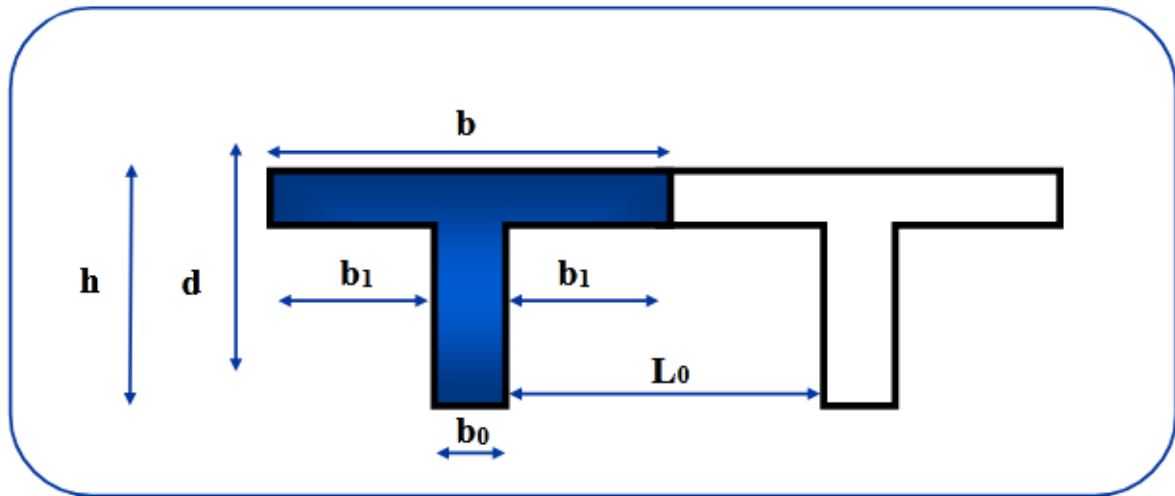


Figure 4.2: Dimension des poutrelles1

La longueur de l'hourdis. $\Rightarrow L_1=65\text{cm}$

L_0 : la distance entre deux parements voisins de deux poutrelles $\Rightarrow L_0 =65 - 12 = 53\text{cm}$

L : la longueur de la plus grande travée. $\Rightarrow L =400\text{cm}$

b_0 : largeur de la nervure. $\Rightarrow b_0 =12\text{cm}$

h_0 : épaisseur de la dalle de compression. $\Rightarrow h_0 =4\text{cm}$

b : largeur de la dalle de compression. $\Rightarrow b = 2b_1 + b_0$

Pour h on a :

$$h \geq \frac{L}{22.5} = \frac{400}{22.5} = 17.78\text{cm}$$

\Rightarrow On prend $h = 20\text{cm}$.

Pour b_0 on a :

$$0.3 h \leq b_0 \leq 0.7 h \quad \Rightarrow \quad 0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.7 \times 20 \quad \Rightarrow \quad 0.18 \text{ cm} \leq b_0 \leq 14\text{cm}$$

\Rightarrow donc on prend : $b_0 = 12\text{cm}$

Calcul de largeur de la table :

$$b_1 = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_0}{2}; \frac{L}{10} \right\} \Rightarrow b_1 \leq \min (26.5 ; 40)$$

\Rightarrow donc on prend $b_1 = 26.5\text{cm}$

$$b = 2b_1 + b_0 = 2(26.5) + 12 = 65\text{cm}.$$

\Rightarrow donc on prend $b = 65\text{cm}$.

- **Charge et surcharge et La combinaison de charge :**
 - à L'ELU $q_u = (1.35g + 1.5q)$
 - à L'ELS $q_{ser} = (g + q)$

Avec : $g=0.65G$

$q=0.65Q$

	G (KN/m^2)	Q (KN/m^2)	$g=0.65G$ (KN/m^2)	$q=0.65Q$ (KN/m^2)	q_u (KN/m^2)	q_s (KN/m^2)
Terrasse inaccessible	6.28	1.00	4.08	0.65	6.48	4.73
Étage courant à usage d'habitation	5.30	1.5	3.44	0.97	6.09	4.41
Premier étage à usage service	5.30	2.5	3.44	1.63	7.08	5.07
RDC à usage commercial	5.30	5	3.44	3.25	9.519	6.69
Sous sol à usage stockage	5.30	3.50	3.44	2.27	8.049	5.71

Tableau 4.1: Charge et surcharge des planchers

On calcule le plancher le plus défavorable et on généralisé le ferrailage pour les autres planchers des différents niveaux :

Le cas le plus défavorable c'est le cas de RDC : $q_u = 9.519 \text{ KN/m}^2$ et $q_{ser} = 6.69 \text{ KN/m}^2$

Donc on prend : $G=5, 30 \text{ KN/m}^2$ et $Q=5 \text{ KN/m}^2$

- **calcul des sollicitations :**

Choix de la méthode de calcul :

Pour le calcul des efforts internes dans les poutrelles sont considérés comme poutres continues sur plusieurs appuis, on utilise l'une des 02 méthodes simplifiées.

- La méthode forfaitaire.
- La méthode de Caquot.

a) Méthode forfaitaire: selon BAEL91

➤ **Principe de la méthode forfaitaire :**

Cette méthode consiste à évaluer les moments maximum sur appuis et en travées; fixés forfaitairement par rapport à la valeur du moment isostatique M_0 dans la travée.

➤ **Domaine d'application :**

Cette méthode est applicable si les quatre hypothèses suivantes sont vérifiées :

1) $Q \leq 2G$ Ou $Q \leq 5 \text{ KN/m}^2$.

2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différents travées.

3) Le rapport de longueur entre deux portées successives doit vérifier :

$$\begin{cases} 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \\ 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \end{cases}$$

4) Fissuration peu nuisible.

Remarque :

Si l'une des conditions n'est pas vérifiée la méthode forfaitaire n'est pas applicable donc on applique la méthode de Caquot.

➤ **L'application de la méthode :**

- 1) $Q = 5 \leq 2G = 10.6 \text{ KN/m}^2$ et $Q = 5 \leq 5 \text{ kN/m}^2$. \Rightarrow C.V
- 2) Les moments d'inerties des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées.
- 3) Vérification du rapport de longueur entre deux portées successives :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{4}{4} = 1 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \Rightarrow \text{c.v} \\ \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{4}{3.2} = 1.25 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \Rightarrow \text{c.v} \\ \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3.2}{4} = 0.8 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \Rightarrow \text{c.v} \\ \frac{L_n}{L_{n-1}} = \frac{3.2}{3.2} = 1 \Rightarrow 0.8 \leq \frac{L_n}{L_{n-1}} \leq 1.25 \Rightarrow \text{c.v} \end{array} \right.$$

4) La fissuration est peu préjudiciable. \Rightarrow C.V

Conclusion :

Compte tenu de la satisfaction de toutes les conditions, on conclut que la méthode forfaitaire est applicable.

• **Schéma statique :**

- **Type (1) à 5 travées :**

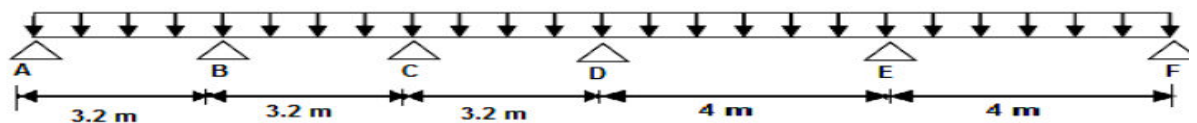


Figure 4.3: Schéma statique Type 1

- **Type (3) à 2 travées**

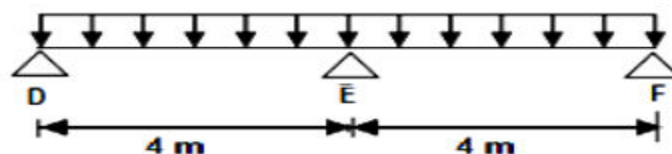


Figure 4.4: Schéma statique Type 4

- **Calcul des sollicitations :**
Type (1) à 5 travées :

➤ **à L'ELU**

→ Calcul du moment isostatique : pour chaque travée :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{9.519 \times 4^2}{8} = 19.038 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{9.519 \times 3.2^2}{8} = 12.184 \text{ KN.m}$$

Travée :A-B	Travée :B-C	Travée :C-D	Travée :D-E	Travée :E-F
M0=12.184	M0=12.184	M0=12.184	M0=19.038	M0=19.038

Tableau 4.2: Moment isostatique pour le type 1 à L'ELU

→ **Moments aux appuis :**

$$M_A = M_F = 0 \text{ KN.m}$$

$$M_B = -0.5 \times \text{Max}(M_{AB} ; M_{BC}) = -0.5 \times (12.184 ; 12.184) = -6.092 \text{ KNm}$$

$$M_C = -0.4 \times \text{Max}(M_{BC} ; M_{CD}) = -0.4 \times (12.184 ; 12.184) = -4.874 \text{ KNm}$$

$$M_D = -0.4 \times \text{Max}(M_{CD} ; M_{DE}) = -0.4 \times (12.184 ; 19.038) = -7.615 \text{ KNm}$$

$$M_E = -0.5 \times \text{Max}(M_{DE} ; M_{EF}) = -0.5 \times (19.038 ; 19.038) = -9.519 \text{ KNm}$$

→ **Moments en travées : Selon BAE91**

Mt doit vérifier les conditions suivantes :

$$1- M_t \geq 1.05 M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$2- M_t \geq (1 + 0.3\alpha) M_0 - \frac{M_w + M_e}{2}$$

$$M_t = \max\{M_t(1); M_t(2)\}$$

3- Ainsi Mt dois vérifier

$$M_t \geq \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

Pour une travée de rive:

$$M_t \geq \frac{1.2 + 0.3\alpha}{2} M_0$$

$$\text{tel que } \alpha = \frac{\alpha}{G+Q} = \frac{5}{5+5.3} = 0.485$$

- **Travée A-B (travée de rive) :**

$$M_t \geq 1.05 \times 12.184 - \frac{0 + 6.092}{2} \Rightarrow M_t \geq 9.747 \dots\dots\dots(1)$$

$$M_t \geq (1+0.3 \times 0,485) \times 12.184 - \frac{0+0.692}{2} \Rightarrow M_t \geq 10.911 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max\{9.747; 10.911\} \Rightarrow M_t = 10.911 \text{ KNm}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0,485}{2}\right) \times 12.184 \Rightarrow M_t \geq 0.673 \times 12.184 \Rightarrow M_t = 10.911 \geq 8.199 \dots \dots \dots (3)$$

$$M_t = 10.911 \text{ KNm}$$

• **Travée B-C (travée intermédiaire):**

$$M_t \geq 1.05 \times 12.184 - \frac{6.092+4.874}{2} \Rightarrow M_t \geq 7.324 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq (1+0.3 \times 0,485) \times 12.184 - \frac{6.092+4.874}{2} \Rightarrow M_t \geq 8.473 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max\{7.324; 8.473\} \Rightarrow M_t = 8.473 \text{ KNm}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0,485}{2}\right) \times 12.184 \Rightarrow M_t \geq 0.573 \times 12.184 \Rightarrow M_t = 8.473 \geq 6.981 \dots \dots \dots (3)$$

$$M_t = 8.473 \text{ KNm}$$

• **Travée C-D (travée intermédiaire):**

$$M_t \geq 1.05 \times 12.184 - \frac{4.874+7.615}{2} \Rightarrow M_t \geq 6.548 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq (1+0.3 \times 0,485) \times 12.184 - \frac{4.874+7.615}{2} \Rightarrow M_t \geq 7.712 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max\{6.548; 7.712\} \Rightarrow M_t = 7.712 \text{ KNm}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0,485}{2}\right) \times 12.184 \Rightarrow M_t \geq 0.573 \times 12.184 \Rightarrow M_t = 7.712 \geq 6.981 \dots \dots \dots (3)$$

$$\Rightarrow M_t = 7.712 \text{ KNm}$$

• **Travée D-E (travée intermédiaire):**

$$M_t \geq 1.05 \times 19.038 - \frac{7.615+9.519}{2} \Rightarrow M_t \geq 11.423 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq (1+0.3 \times 0,485) \times 19.038 - \frac{7.615+9.519}{2} \Rightarrow M_t \geq 13.241 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max\{11.423; 13.241\} \Rightarrow M_t = 13.241 \text{ KNm}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0,485}{2}\right) \times 19.038 \Rightarrow M_t \geq 0.573 \times 19.038 \Rightarrow M_t = 13.241 \geq 10.908 \dots \dots (3)$$

$$\Rightarrow M_t = 13.241 \text{ KNm}$$

• **Travée E-F (travée de rive) :**

$$M_t \geq 1.05 \times 19.038 - \frac{9.519+0}{2} \Rightarrow M_t \geq 15.230 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq (1 + 0.3 \times 0.485) \times 19.038 - \frac{9.519 + 0}{2} \Rightarrow M_t \geq 17.048 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max\{15.230; 17.048\} \Rightarrow M_t = 17.048 \text{ KNm}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.485}{2} \right) \times 19.038 \Rightarrow M_t \geq 0.673 \times 19.038 \Rightarrow M_t = 17.048 \geq 12.812 \dots (3)$$

$$\Rightarrow M_t = 17.048 \text{ KNm}$$

- Tableau récapitulatif des moments pour chaque travée :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Mt(KNm)	10.911	8.473	7.712	13.241	17.048

Tableau 4. 3: Moment en travée pour le Type 1 à L'ELU

→ Evaluation de l'effort tranchant

On évalue l'effort tranchant en supposant une discontinuité entre les travées c'est-à-dire l'effort tranchant hyperstatique est confondu avec l'effort tranchant isostatique sauf pour le premier appui intermédiaire (voisin de rive) où l'on tient compte des moments de continuité en majorant l'effort tranchant isostatique V_0 de :

→ 15% si c'est une poutre à deux travées. → 10% si c'est une poutre à plus de deux travées.

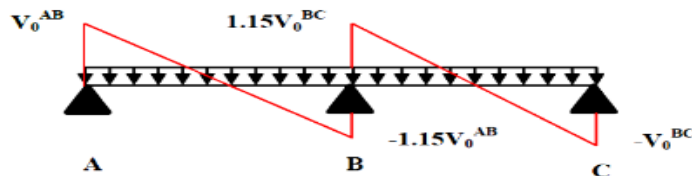


Figure 4. 5 : Effort tranchant de la méthode forfaitaire pour une poutre à 2 travées

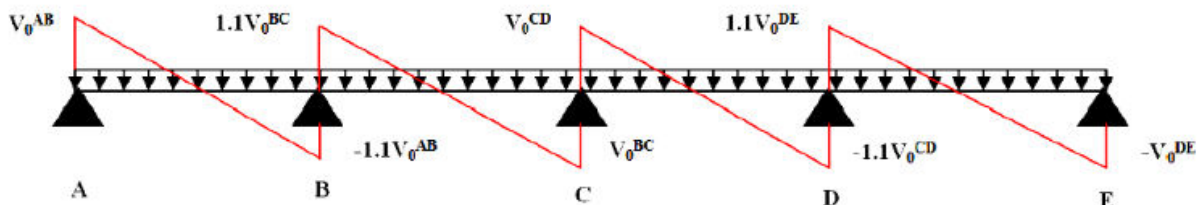


Figure 4. 6 : Effort tranchant de la méthode forfaitaire pour une poutre à plusieurs travées

→ Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique à L'ELU : $V_0 = \frac{q_u L}{2}$

On calcul pour chaque travée :

Travée A-B :

$$V_{0AB} = \frac{q_u L}{2} = \frac{9.519 \times 3.2}{2} = 15.230 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_A = V_{0AB} = 15.230 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_B = -1.1 V_{0AB} = -16.753 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_{0BC} = \frac{q_u L}{2} = \frac{9.519 \times 3.2}{2} = 15.230 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_B = 1.1 V_{0BC} = 16.753 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_C = -V_{0BC} = -15.230 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_{0CD} = \frac{q_u L}{2} = \frac{9.519 \times 3.2}{2} = 15.230 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_C = V_{0CD} = 15.230 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_D = -V_{0CD} = -15.230 \text{ KN}$$

Travée D-E :

$$V_{0DE} = \frac{q_u L}{2} = \frac{9.519 \times 4}{2} = 19.038 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_D = V_{0DE} = 19.038 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_E = -1.1 V_{0DE} = -20.942 \text{ KN}$$

Travée E-F :

$$V_{0EF} = \frac{q_u L}{2} = \frac{9.519 \times 4}{2} = 19.038 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_E = 1.1 V_{0EF} = 20.942 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_F = -V_{0EF} = -19.038 \text{ KN}$$

→ Récapitulatif des efforts tranchants de chaque travée :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Effort	VA=15.230	VB=16.753	VC=15.230	VD=19.038	VE=20.942
tranchant	VB= -16.753	VC= -15.230	VD= -15.230	VE= -20.942	VF=-19.038

Tableau 4.4: Effort tranchant pour le type 1 à L'ELU

- Diagramme des moments fléchissant à L'ELU de la poutre de type 1 à 5 travées :

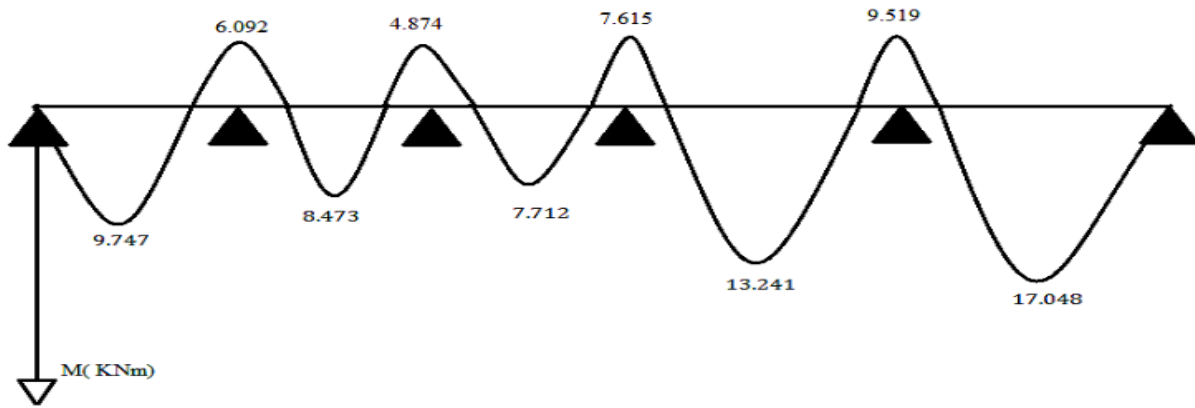


Figure 4.7 : Diagramme des moments à L'ELU de la poutre de type 1 à 5 travées

- Diagramme des efforts tranchants à L'ELU de la poutre de type 1 à 5 travées :

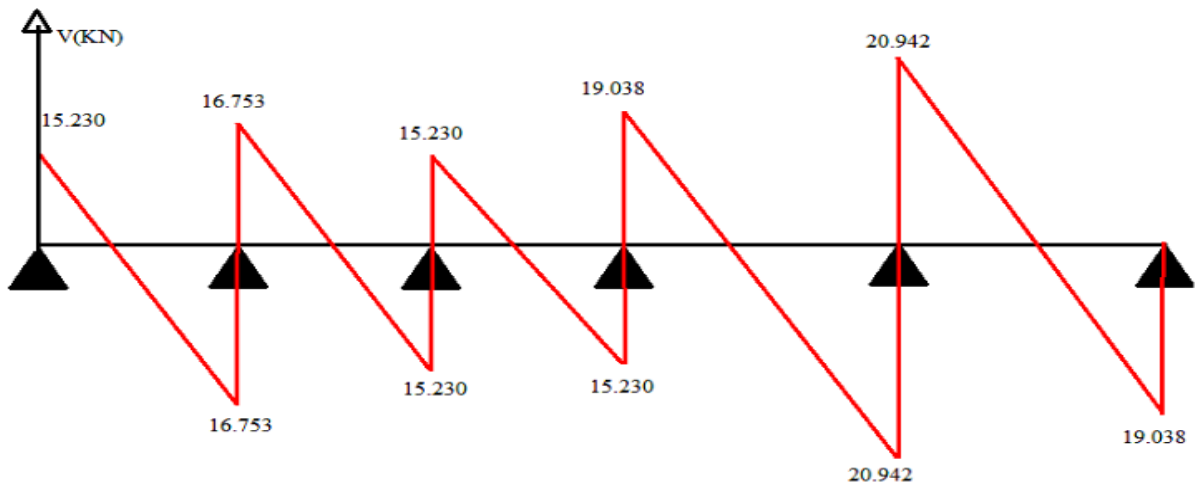


Figure 4.8 : Diagramme des efforts tranchants à L'ELU de la poutre de type 1 à 5 travées

➤ à L'ELS :

→ Calcul du moment isostatique : pour chaque travée :

$$M_0 = \frac{q_{ser}L^2}{8} = \frac{6.69 \times 4^2}{8} = 13.38 \text{ KN.m}$$

$$M_0 = \frac{q_{ser}L^2}{8} = \frac{6.69 \times 3.2^2}{8} = 8.563 \text{ KN.m}$$

Travée :A-B	travée :B-C	Travée :C-D	Travée :D-E	Travée :E-F
M0=8.563	M0=8.563	M0=8.563	M0=13.38	M0=13.38

Tableau 4.5 : Moment isostatique pour le type 1 à L'ELS

→ Moments aux appuis :

$$M_A = M_F = 0 \text{ KN.m}$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de

fissuration équilibrant un moment égal à 0.15M0

$$MB = -0.5 \times \text{Max}(MAB ;MBC) = -0.5 \times (8.563 ; 8.563) = -4.282\text{KNm}$$

$$MC = -0.4 \times \text{Max}(MBC ;MCD) = -0.4 \times (8.563 ; 8.563) = -3.425\text{KNm}$$

$$MD = -0.4 \times \text{Max}(MCD ;MDE) = -0.4 \times (8.563 ; 13.38) = -5.352\text{KNm}$$

$$ME = -0.5 \times \text{Max}(MDE ;MEF) = -0.5 \times (13.38; 13.38) = -6.69\text{KNm}$$

→ Moments en travées : Selon BAE91

- Travée A-B (travée de rive) :

$$Mt \geq 1.05 \times 8.563 - \frac{0+4.282}{2} \Rightarrow Mt \geq 6.850 \dots \dots \dots (1)$$

$$Mt \geq (1+0.3 \times 0,485) \times 8.563 - \frac{0+4.282}{2} \Rightarrow Mt \geq 7.668 \dots \dots \dots (2)$$

$$Mt = \max\{6.850;7.668\} \Rightarrow Mt = 7.668 \text{KNm}$$

$$Mt \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0,485}{2}\right) \times 8.563 \Rightarrow Mt \geq 0.673 \times 8.563 \Rightarrow Mt = 5.763 \geq 5.763 \dots \dots \dots (3)$$

$$Mt = 7.668 \text{KNm}$$

- Travée B-C (travée intermédiaire):

$$Mt \geq 1.05 \times 8.563 - \frac{4.282+3.425}{2} \Rightarrow Mt \geq 5.137 \dots \dots \dots (1)$$

$$Mt \geq (1+0.3 \times 0,485) \times 8.563 - \frac{4.282+3.425}{2} \Rightarrow Mt \geq 5.955 \dots \dots \dots (2)$$

$$Mt = \max\{5.137;5.955\} \Rightarrow Mt = 5.955 \text{KNm}$$

$$Mt \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0,485}{2}\right) \times 8.563 \Rightarrow Mt \geq 0.573 \times 8.563 \Rightarrow Mt = 4.907 \geq 4.907 \dots \dots \dots (3)$$

$$Mt = 5.955 \text{KNm}$$

- Travée C-D(travée intermédiaire):

$$Mt \geq 1.05 \times 8.563 - \frac{3.425+5.352}{2} \Rightarrow Mt \geq 4.306 \dots \dots \dots (1)$$

$$Mt \geq (1+0.3 \times 0,485) \times 13.38 - \frac{3.425+5.352}{2} \Rightarrow Mt \geq 5.420 \dots \dots \dots (2)$$

$$Mt = \max\{4.306 ;5.420\} \Rightarrow Mt = 5.420 \text{KNm}$$

$$Mt \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0,485}{2}\right) \times 8.563 \Rightarrow Mt \geq 0.573 \times 8.563 \Rightarrow Mt = 4.907 \geq 4.907 \dots \dots \dots (3)$$

$$\Rightarrow Mt = 5.420 \text{KNm}$$

- Travée D-E(travée intermédiaire):

$$Mt \geq 1.05 \times 13.38 - \frac{5.352+6.69}{2} \Rightarrow Mt \geq 8.028 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq (1+0.3 \times 0,485) \times 13.38 - \frac{5.3.52+6.69}{2} \Rightarrow M_t \geq 9.306 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max\{8.028; 9.306\} \Rightarrow M_t = 9.306 \text{ KNm}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1+0.3 \times 0,485}{2}\right) \times 13.38 \Rightarrow M_t \geq 0.573 \times 13.38 \Rightarrow M_t = 9.306 \geq 7.766 \dots (3)$$

$$\Rightarrow M_t = 9.306 \text{ KNm}$$

• Travée E-F (travée de rive) :

$$M_t \geq 1.05 \times 13.38 - \frac{6.69+0}{2} \Rightarrow M_t \geq 7.359 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq (1+0.3 \times 0,485) \times 13.38 - \frac{6.69+0}{2} \Rightarrow M_t \geq 11.982 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max\{7.359; 11.982\} \Rightarrow M_t = 11.982 \text{ KNm}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2+0.3 \times 0,485}{2}\right) \times 13.38 \Rightarrow M_t \geq 0.673 \times 13.38 \Rightarrow M_t = 11.982 \geq 9.005 \dots (3)$$

$$\Rightarrow M_t = 11.982 \text{ KNm}$$

- Tableau récapitulatif des moments pour chaque travée :

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Mt(KNm)	7.668	5.955	5.420	9.306	11.982

Tableau 4.6: Moment en travée pour le type 1 à L'ELS

→ Calcul des efforts tranchants :

L'effort tranchant isostatique à L'ELU : $V_0 = \frac{q_{ser}L}{2}$

On calcul pour chaque travée :

Travée A-B :

$$V_{0AB} = \frac{q_{ser}L}{2} = \frac{6.69 \times 3.2}{2} = 10.704 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_A = V_{0AB} = 10.704 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_B = -1.1 V_{AB} = -11.774 \text{ KN}$$

Travée B-C :

$$V_{0BC} = \frac{q_{ser}L}{2} = \frac{6.69 \times 3.2}{2} = 10.704 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_B = 1.1 V_{0BC} = 11.774 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_C = -V_{BC} = -10.704 \text{ KN}$$

Travée C-D :

$$V_{0CD} = \frac{q_{ser}L}{2} = \frac{6.69 \times 3.2}{2} = 10.704 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_C = V_{0CD} = 10.704 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_D = -V_{0CD} = -10.704 \text{ KN}$$

Travée D-E :

$$V_{0DE} = \frac{q_{ser}L}{2} = \frac{6.69 \times 4}{2} = 13.38 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_D = V_{0DE} = 13.38 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_E = -1.1V_{0DE} = -14.718 \text{ KN}$$

Travée E-F :

$$V_{0EF} = \frac{q_{ser}L}{2} = \frac{6.69 \times 4}{2} = 13.38 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_E = 1.1V_{0EF} = 14.718 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_F = -V_{0EF} = -13.38 \text{ KN}$$

→ **Récapitulatif des efforts tranchants de chaque travée :**

Travée	A-B	B-C	C-D	D-E	E-F
Effort tranchant	VA=10.704 VB= -11.714	VB=11.714 VC= -10.704	VC=10.704 VD= -10.704	VD=13.38 VE= -14.718	VE=14.718 VF=-13.38

Tableau 4.7: Effort tranchant pour le type 1 à L'ELS

- **Diagramme des moments fléchissant à L'ELS de la poutre de type 1 à 5 travées :**

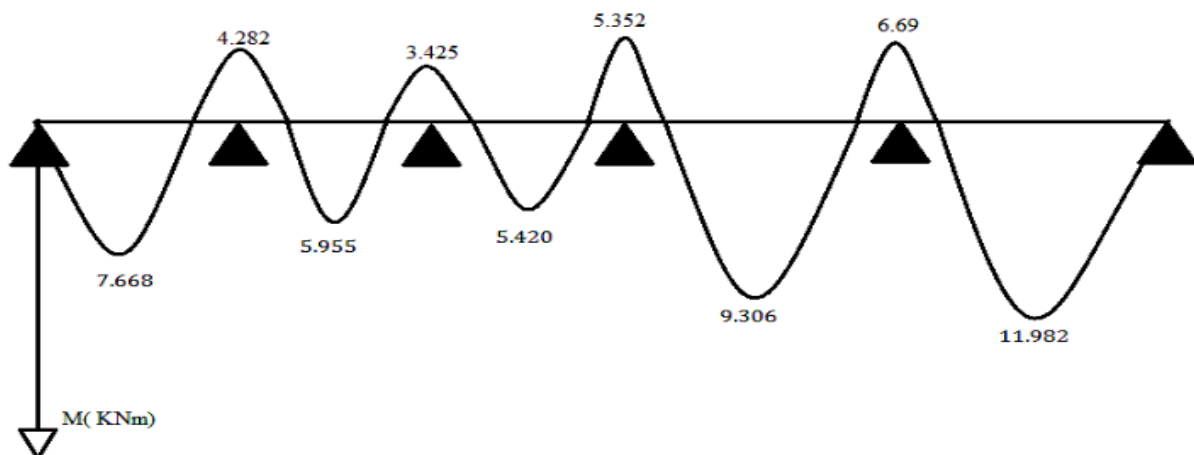


Figure 4.9: Diagramme des moments à L'ELS de la poutre de type 1 à 5 travées

- **Diagramme des efforts tranchants à L'ELS de la poutre de type 1 à 5 travées :**

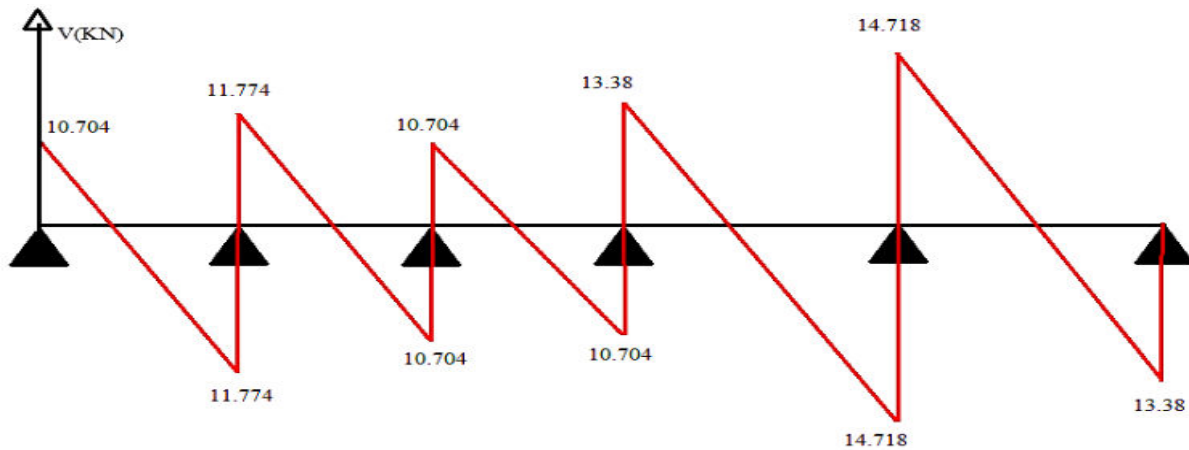


Figure 4.10: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS de la poutre de type 1 à 5 travées

Type (2) à 3 travées :
à L'ELU

→ Calcul du moment isostatique : pour chaque travée :

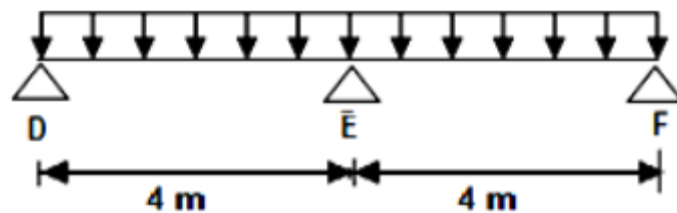


Figure 4.11: Schéma statique Type 2

➤ à L'ELU

→ Calcul du moment isostatique : pour chaque travée :

$$M_0 = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{9.519 \times 4^2}{8} = 19.038 \text{ KN.m}$$

→ **Moments aux appuis :**

$$M_D = M_F = 0 \text{ KN.m}$$

Sur les appuis de rive, le moment est nul, mais il faut toujours mettre des aciers de fissuration équilibrant un moment égal à 0.15M₀

$$M_E = -0.6 \times \text{Max}(M_{DE} ; M_{EF}) = -0.6 \times (19.038 ; 19.038) = -11.423 \text{ KNm}$$

→ **Moments en travées : Selon BAEL91**

• Travée D-E(travée de rive) :

$$M_t \geq 1.05 \times 190.38 - \frac{0+11.423}{2} \Rightarrow M_t \geq 14.278 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq (1+0.3 \times 0,485) \times 19.038 - \frac{0+11.423}{2} \Rightarrow M_t \geq 16.096 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max\{14.278; 16.096\} \Rightarrow M_t = 16.096 \text{ KNm}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.485}{2}\right) \times 19.038 \quad M_t \geq 0.673 \times 19.038 \quad M_t \geq 16.096 \geq 12.813 \dots \dots \dots (3)$$

$$M_t = 16.096 \text{ KNm}$$

- **Travée E-F (travée rive):**

$$M_t \geq 1.05 \times 190.38 - \frac{11.423 + 0}{2} \Rightarrow M_t \geq 14.278 \dots \dots \dots (1)$$

$$M_t \geq (1 + 0.3 \times 0.485) \times 19.038 - \frac{11.423 + 0}{2} \Rightarrow M_t \geq 16.096 \dots \dots \dots (2)$$

$$M_t = \max\{14.278; 16.096\} \Rightarrow M_t = 16.096 \text{ KNm}$$

$$M_t \geq \left(\frac{1.2 + 0.3 \times 0.485}{2}\right) \times 19.038 \quad M_t \geq 0.673 \times 19.038 \quad M_t \geq 16.096 \geq 12.813 \dots \dots \dots (3)$$

$$M_t = 16.096 \text{ KNm}$$

- **Tableau récapitulatif des moments pour chaque travée :**

Travée	A-B	B-C
Mt(KNm)	16.096	16.096

Tableau 4.8: Moment en travée pour le type 4 à l'ELU

→ **Calcul des efforts tranchants :**

L'effort tranchant isostatique à l'ELU : $V_0 = \frac{q_u l}{2}$

On calcul pour chaque travée :

→ **Travée D-E :**

$$V_{0ED} = \frac{q_u l}{2} = \frac{9.519 \times 4}{2} = 19.038 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_D = V_{0ED} = 19.038 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_E = -1.15 V_{0DE} = -21.894 \text{ KN}$$

Travée E-F :

$$V_{0EF} = \frac{q_u l}{2} = \frac{9.519 \times 4}{2} = 19.038 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_E = 1.15 V_{0EF} = 21.894 \text{ KN}$$

$$\Rightarrow V_F = -V_{0EF} = -19.038 \text{ KN}$$

Récapitulatif des efforts tranchants de chaque travée :

Travée	D-E	E-F
Effort tranchant	$V_D=19.038$ $V_E=-21.894$	$V_E=21.894$ $V_F=19.038$

Tableau 4.9: Effort tranchant pour le type 4 à L'ELU

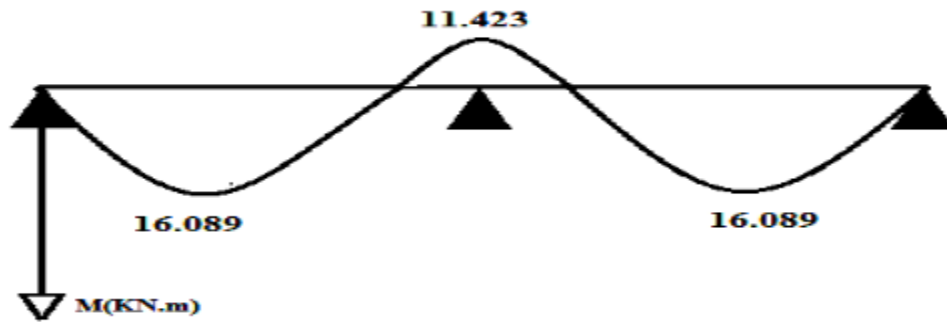


Figure 4.12: Diagramme des moments fléchissant à L'ELU de la poutre de type (4) à 2 travées

- Diagramme des effort tranchants à L'ELU de la poutre de type (4) à 2 travées :

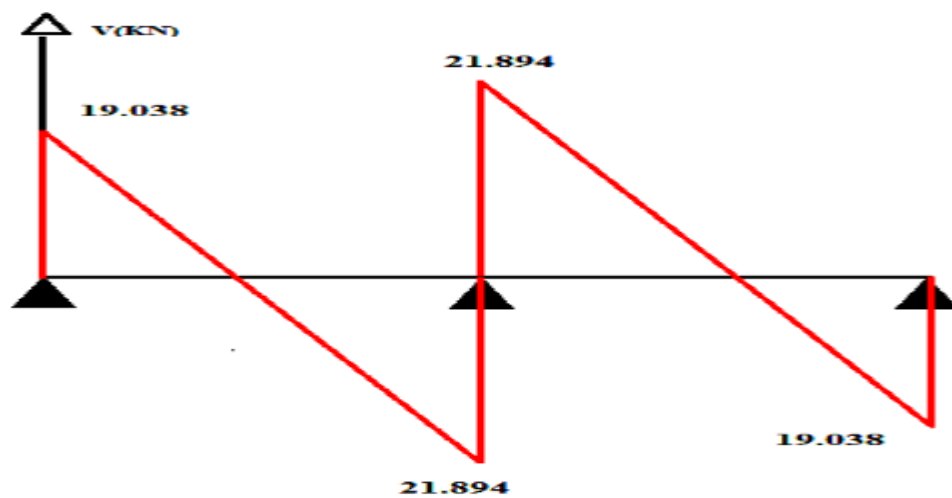


Figure 4. 13: Diagramme des efforts tranchants à L' ELU de la poutre de type (4) à 2 travées

4.2.3. Ferrailage des poutrelles

Le calcul se fait à ELU en flexion simple pour la poutrelle la plus sollicitée(E-F)

Le tableau ci dessous résume les efforts maximaux en appuis et en travées :

- à L'ELU :

M_{umax}^a (KN. m)	M_{umax}^t (KN. m)	V_{umax}
9.519	17.048	20.942

Tableau 4.10 : Sollicitations maximales pour le calcul à L'ELU

➤ à LELS :

M_{sermax}^a (KN. m)	M_{sermax}^t (KN. m)	V_{sermax}
6.69	11.982	14.718

Tableau 4.11: Sollicitations maximales pour le calcul à LELS

→ Calcul des armatures longitudinales :

a) En travée :

Les calculs des armatures s'effectuent comme une poutre de section en T.

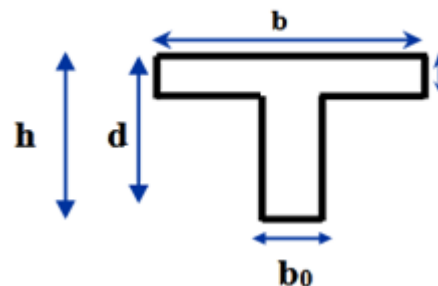
$$b = 65\text{cm}$$

$$b_0 = 12\text{cm}$$

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

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

$$d = 0.9h = 18\text{cm}$$

**Figure 4.14** Dimension des poutrelles

-Le moment équilibré par la table de compression :

$$M_u^t (\text{max}) = 17.048\text{KN.m}$$

$$M_{t_u} = bh_0\sigma_b\left(d - \frac{b_0}{2}\right); \quad \sigma_b = \frac{0.85f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 25}{1.5} = 14.2\text{MPa}$$

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

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

$$M_u^t \text{ max} = 17.048\text{KN.m} \leq M_{t_u} = \mathbf{59.07\text{KN.m}}$$

⇒ L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions ($b \cdot h$), $b = 65\text{cm}$ et $h = 20\text{cm}$

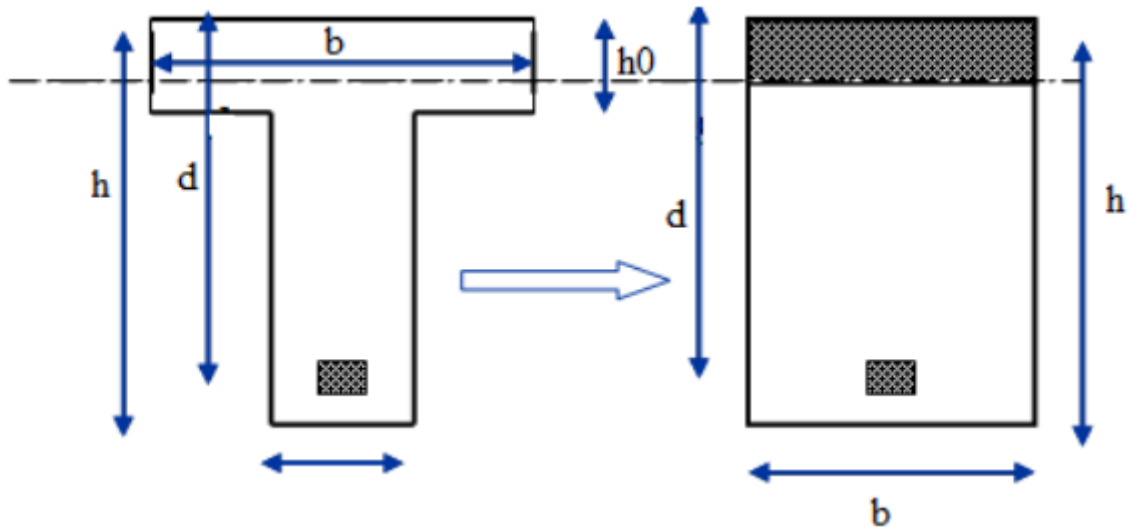


Figure 4.15 Section de calcul

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_u^{\text{max}}}{b_0 d^2 \sigma_b} = \frac{(17.048 \times 10^{-3})}{0.12 \times (0.18)^2 \times 14.2} = 0.057$$

$\mu = 0.057 < 0.186 \Rightarrow$ le pivot A

$\Rightarrow A' = 0$ (section simplement armée. S.S.A)

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) = 0.073$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = (1 - (0.4 \times 0.073)) = 0.971$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{M_u^{\text{max}}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{17.048 \times 10}{348 \times 0.971 \times 0.18} = 2.82 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):**

$$A_{\text{min}} = 0.23 \times b_0 \times d \times \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_T = \max(A_u ; A_{\text{min}}) = 2.82 \text{ cm}^2$$

➤ **choix des armatures :**

\Rightarrow On adopte : $A_a = 3\text{HA}12 = 3.39 \text{ cm}^2$

b) En appui :

$$M_{u\text{max}}^a = 9.519 \text{ KN.m} \leq M_{t_u} = 59.07 \text{ KN.m}$$

La table entièrement tendue donc la section considérée pour le calcul est une section rectangulaire avec $d=18\text{cm}$ et $b=65\text{cm}$

➤ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_{u\max}^a}{b_0 d^2 \sigma_b} = \frac{(9.519 \times 10^{-3})}{0.12 \times (18)^2 \times 14.2} = 0.172$$

$\mu=0.172 < 0.186 \Rightarrow$ le pivot A

$\Rightarrow A' = 0$ (section simplement armée. S.S.A)

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.172)}) = 0.237$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times \alpha) = (1 - (0.4 \times 0.237)) = 0.905$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1.15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{M_{u\max}^a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9.519 \times 10}{348 \times 0.162 \times 0.18} = 1.68 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0.23 \times b_0 \times d \frac{f_{tj}}{f_e} = 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 0.26 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_u ; A_{\min}) = 1.68 \text{ cm}^2$$

➤ **choix des armatures :**

\Rightarrow On adopte : $A_a = 2\text{HA}12 = 2.26 \text{ cm}^2$

• **Vérification de l'effort tranchant : (BAEL, Art A.5.1.2)**

$T_u \max = 20.942 \text{ KN}$. la fissuration et peu préjudiciable

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2 f_{c28}}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right)$$

$$\tau_u \leq \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5 \text{ MPa}\right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{TU}{b_0 d} = \frac{20.942 \times 10^{-3}}{0.12 \times 0.18} = 0.969 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.969 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa C. V}$$

Donc : Il n'y a aucun risque de cisaillement donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.2.4. Vérification à L'ELS

Moments max:

- Sur appuis: Maser =6.69KN.m
- En travée : Mt ser =14.718KN.m

Effort tranchant:

- VS =11.982KN

- **Contrainte de compression dans le béton ELS:**

$$\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 MP$$

$$\sigma_{bc} = K.Y \quad \text{Et} \quad K = \frac{M_{se}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

En travée :

$$M_{ser} = 14.718 KN.m ; b = 65 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; A_s = 3.39 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0$$

En appuis :

$$M_{ser} = 6.69 KN.m ; b_0 = 12 \text{ cm} ; d = 18 \text{ cm} ; A_s = 2.26 \text{ cm}^2 ; A'_s = 0$$

- Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	Mser (KN.)	As (cm2)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	Observation
appui	6.69	2.26	5422.24	7.64	123.3	9.4	15	C.V.
travée	14.718	3.39	11239.46	4.58	130.9	5.9	15	C.V.

Tableau 4.12: Vérification de la contrainte du béton à L'ELS

- **Vérification de la flèche :**

Etat limite de déformation (la flèche): (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{t}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{ts}}{M_{as}}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

4) h: hauteur totale de la section droite .

5) d : hauteur utile.

6) L : portée de la travée entre nus d'appui.

7) Mt : le moment max en travée .

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{3.39}{30 \times 32} = 0.0353 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 MPa \Rightarrow CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow CNV.$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1 \times M}{10 \times M_0} \Leftrightarrow \frac{20}{400} = 0.05 > \frac{1 \times 14.718}{10 \times 13.38} = 0.1 \Leftrightarrow \text{CNV. 1}$$

La deuxième et les troisièmes conditions ne sont pas vérifiées. Donc le calcul de la flèche est indispensable

⇒ Calcul de la flèche: (BAEL 91, art B.6.5, 2)

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

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

⇒ Evaluation des moments en travée :

$$M_{pser} = 14.718 \text{ KNm}$$

$$M_{gser} = \frac{5.3 \times 4^2}{8} = 10.6 \text{ KNm}$$

$$M_{jser} = \frac{2.8 \times 4^2}{8} = 5.6 \text{ KNm}$$

Le pourcentage des armatures :

$$\rho = \frac{A_s}{b_0 d}$$

$$\rho = 3.39 / (12)(18) = 0.015$$

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

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times f_t \times 28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.015} = 2.74$$

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_t \times 28}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.015} = 1.09$$

Position de l'axe neutre :

$$y = 3.39 \text{ cm}$$

$$I = 11239.46 \text{ cm}^2$$

les contraintes

$$\sigma_s g = \frac{15 M_{gser}}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 \times 10.6 \times 10^6}{11239.46 \times 10^4} (18 * 4.58 \times 10^1 = 189.84 \text{ MPa})$$

$$\sigma_s p = \frac{15 M_{pser}}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 \times 14.718 \times 10^6}{11239.46 \times 10^4} (18 * 4.58 \times 10^1 = 263.60 \text{ MPa})$$

$$\sigma_s j = \frac{15 M_{jser}}{I} (d - y_{ser}) = \frac{15 \times 5.6 \times 10^6}{11239.46 \times 10^4} (18 * 4.58 \times 10^1 = 100.29 \text{ MPa})$$

$$\mu_g = \frac{1 - 1.75 \times f_t \times 28}{4 \rho \sigma_g + f_t \times 28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 189.84 + 2.1} = 0.72$$

$$\mu_p = \frac{1 - 1.75 \times f_t \times 28}{4 \rho \sigma_p + f_t \times 28} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 263.6 + 2.1} = 0.79$$

$$\mu_j = \frac{1 - 1.75 \times f_{t28}}{4 \rho_{csj} + f_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.015 \times 100.29 + 2.1} = 0.54$$

Moment d'inertie de la section totale rendue homogène :

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15 \left[A_s \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 \right] \Rightarrow I_0 = 46587.73 \text{ cm}^4$$

Calcul de I_f moment d'inertie fictif :

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

$$I_{f_{gi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.74 \times 0.72} = 17238.46 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{vi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 1.09 \times 0.72} = 28712.74 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{pi}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = \frac{1.1 \times 46587.73}{1 + 2.74 \times 0.79} = 16193.67 \text{ cm}^4$$

$$I_{f_{ji}} = \frac{1.1 \times I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = \frac{1.1 \times 52752.75}{1 + 2.74 \times 0.54} = 18788.40 \text{ cm}^4$$

Les modules de déformations longitudinaux selon (BAEL 91, art A.2.1, 21 et A.2.1, 22)

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.19 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 10818.86 \text{ MPa}$$

Calcul des flèches :

$$f_{gi} = \frac{M_{gser} L^2}{10 E_i I_{f_{gi}}} = \frac{10.6 \times 4^2}{10 \times 32164.19 \times 10^{-3} \times 10^6 \times 17238.46 \times 10^{-8}} = 0.00305 \text{ m} = 3.05 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{gser} L^2}{10 E_v I_{f_{gv}}} = \frac{17.83 \times 4.5^2}{10 \times 10818.86 \times 10^{-3} \times 10^6 \times 17238.46 \times 10^{-8}} = 0.00909 \text{ m} = 9.09 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{pser} L^2}{10 E_i I_{f_{pi}}} = \frac{23.04 \times 4.5^2}{10 \times 32164.19 \times 10^{-3} \times 10^6 \times 28712.74 \times 10^{-8}} = 0.00254 \text{ m} = 2.54 \text{ mm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{jser} L^2}{10 E_i I_{f_{ji}}} = \frac{14.42 \times 4.5^2}{10 \times 32164.19 \times 10^{-3} \times 10^6 \times 18788.40 \times 10^{-8}} = 0.00148 \text{ m} = 1.48 \text{ mm}$$

on a $L = 4.5 \text{ m} < 5 \text{ m}$ donc selon BEAL91 : on doit vérifier la condition :

$$\Delta f < \bar{f} t = \frac{l}{500}$$

$$\bar{f} = \frac{l}{500} = \frac{400}{500} = 0.8 \text{ cm} = 8 \text{ mm}$$

$$\Delta f t = f_{gv} - f_{gi} + f_{pi} - f_{ji} = 9.09 - 3.05 + 2.54 - 1.48 = 7.1 \text{ mm} < \bar{f} = 8 \text{ mm}$$

\Rightarrow Condition vérifiée

4.2.5 Schéma de Ferrailage du plancher

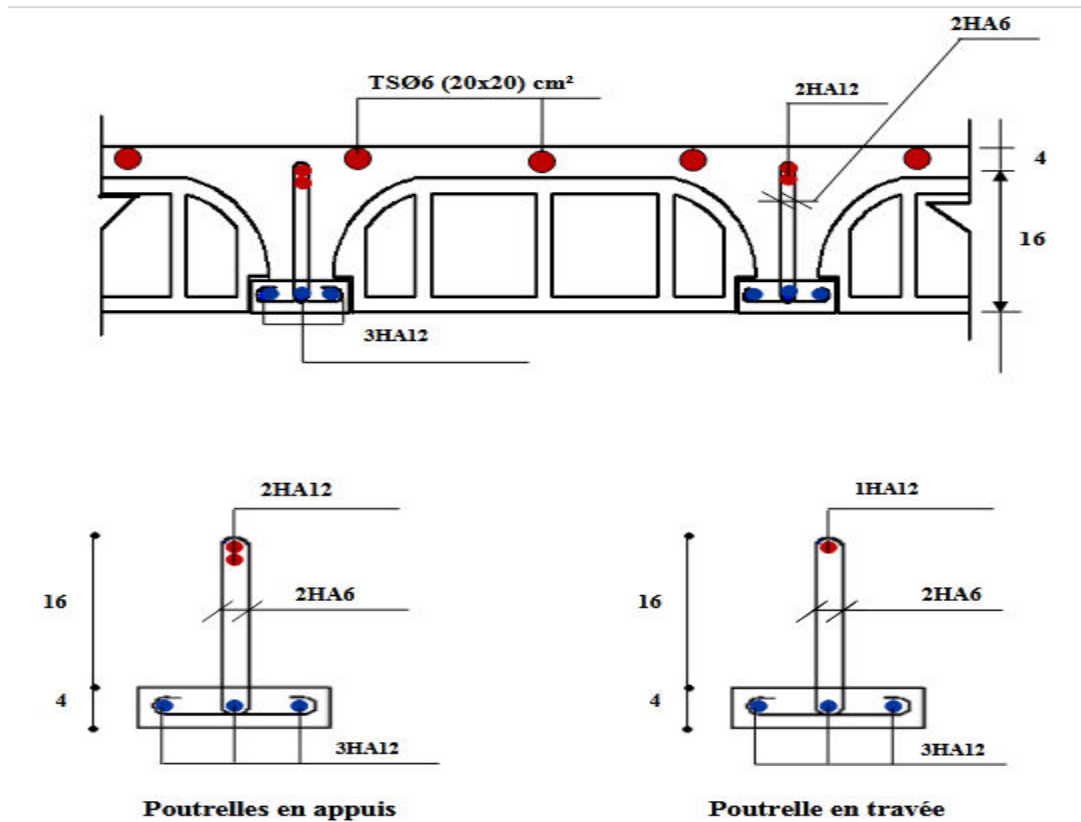


Figure 4.16 : Ferrailage du plancher

4.3 Les dalles pleines

4.3.1 Introduction

Les dalles sont des pièces minces et planes, dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions en plan. Dans notre bâtiment on a un seul type de dalle :

- Dalles appuyées sur trois appuis

On appelle :

Lx : la plus petite dimension du panneau.

Ly : la plus grande dimension du panneau



Figure 4.17: Dimension des dalles pleines

4.3.2 Méthode de calcul

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{1.25}{4.7} = 0.26 < 0.4 \quad \Leftrightarrow \text{La dalle travaille dans un seul sens } L_x$$

$$G = 5.3 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$$

$$q_u = (1.35G + 1.5Q) = (1.35 \times 5.3 + 1.5 \times 3.5) = 12.405 \text{ KN/m}$$

$$q_{ser} = (G + Q) = 8.8 \text{ KN/m}$$

4.3.2.1 Calcul des sollicitations

➤ à L'ELU:

$$\Leftrightarrow M_u = \frac{q_u L^2}{8} = \frac{12.405 \times 1.25^2}{8} = 2.423 \text{ KNm} \quad V_u = \frac{q_u L}{2} = \frac{12.405 \times 1.25}{2} = 7.753 \text{ KN}$$

➤ à L'ELS:

$$\Leftrightarrow M_{ser} = \frac{q_{ser} L^2}{8} = \frac{8.8 \times 1.25^2}{8} = 1.718 \text{ KNm} \quad V_{ser} = \frac{q_{ser} L}{2} = \frac{8.8 \times 1.25}{2} = 5.5 \text{ KN}$$

Selon BAEL91(article A8.2,32)

$$\text{à L'ELU: moment en travée } M_t = 0.85 M_u = 0.85 \times 2.423 = 2.059 \text{ KNm}$$

$$\text{moment en appuis } M_a = -0.5 M_u = -0.5 \times 2.423 = -1.212 \text{ KNm}$$

$$\text{à L'ELS: moment en travée } M_t = 0.85 M_{ser} = 0.85 \times 1.718 = 1.460 \text{ KNm}$$

$$\text{moment en appuis } M_a = -0.5 M_{ser} = -0.5 \times 1.718 = -0.859 \text{ KNm}$$

4.3.2.2 Ferrailage

- Armatures principales

Le calcul des armatures se fait en la flexion simple pour une bonde d'un mètre linéaire :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPa} \Rightarrow \sigma_b = 14,20 \text{ MPa}$$

→ en travée :

$$\mu = \frac{M_T}{b d^2 \sigma_b} = \frac{(2.059 \times 10^{-3})}{1 \times (0.13)^2 \times 14.2} = 0.008$$

$$\mu = 0.008 < 0.186 \Leftrightarrow \text{le pivot A}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.010)}) = 0.010$$

$$\beta = 1 - (0.4 \times \alpha) = 1 - (0.4 \times 0.006) = 0.996$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{2.059 \times 10}{0.996 \times 0.13 \times 348} = 0.46 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_T = \max(A_u ; A_{\min}) = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte : } A_{\text{cal}} = 5\text{HA8} = 2,51 \text{ cm}^2$$

→ en appuis :

$$\mu = \frac{M_a}{bd^2 \sigma_b} = \frac{(1,212 \times 10^{-3})}{1 \times 13^2 \times 14,2} = 0,005$$

$$\mu = 0,008 < 0,186 \Rightarrow \text{le pivot A}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times \mu)}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0,008)}) = 0,006$$

$$\beta = 1 - (0,4 \times \alpha) = 1 - (0,4 \times 0,010) = 0,130$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa}$$

$$A_u = \frac{M_t}{\beta d \sigma_s} = \frac{2,059 \times 10}{0,996 \times 0,13 \times 348} = 0,27 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures minimales (condition de non fragilité):

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 13 \times \frac{2,1}{400} = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$A_a = \max(A_u ; A_{\min}) = 1,56 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow \text{On adopte : } A_{\text{cal}} = 5\text{HA8} = 2,51 \text{ cm}^2$$

Calcul des armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{2,51}{4} = 0,62 \Rightarrow \text{On adopte : } A_a = 5\text{HA8} = 2,51 \text{ cm}^2$$

- **Ecartement des barres :**

L'écartement des armatures d'une même nappe ne peut excéder la plus faible des deux valeurs suivantes en région centrale. (La fissuration est peu nuisible)

Armatures Ax // Lx : St = 25 cm < (3h; 33 cm) = min(45; 33) = 33 cm ⇒ C.V

Armatures Ay // Ly : St = 25 cm < min(4h; 33 cm) = min(60 cm; 44 cm) = 44 cm ⇒ C.V

- **Vérification de l'effort tranchant selon BAEL91 (article A5.2, 2)**

Les efforts tranchants sont maximums au voisinage de la charge.

On doit vérifier que :

$$\tau_u < \overline{\tau_u}$$

tel que :

$$\bar{\tau}_u = \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{7.753 \times 10^{-3}}{1 \times 0.13} = 0.06 \text{ MPa}$$

⇒ $\tau_u = 0.06 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 1.16 \text{ MPa}$ ⇒ condition vérifiée

⇒ Pas de risque de rupture par cisaillement

• **Vérification de compression dans le béton ELS : (La fissuration est peu nuisible)**

On doit vérifier que :

– Contrainte de compression dans le béton ELS: $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

– Contrainte maximale dans le béton comprimé :

$$\sigma_{bc} = K \cdot Y \quad \text{Et} \quad K = \frac{M_{se}}{I}$$

$$I = \frac{by^3}{3} + 15[A_s(d - y)^2 + A'_s(y - d')^2]$$

- Le tableau suivant récapitulé les résultats trouvés :

	M ser (KN.)	As (cm ²)	I (cm ⁴)	Y (cm)	K (MPa/m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Observation
appui	0.859	2.51	4648.646	2.77	18.47	0.51	15	C.V.
travée	1.46	2.51	4648.646	2.77	31.40	0.86	15	C.V.

Tableau 4.13: Vérification de la contrainte du béton à L'ELS

• **Vérification de la flèche :**

Etat limite de déformation (la flèche): (Art B.6.5.2 de BAEL 91 modifier99)

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$2) \frac{t}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{ts}}{M_{as}}$$

$$3) \frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{4.2}{f_e}$$

- h: hauteur totale de la section droite .
- d : hauteur utile.
- L : portée de la travée entre nus d'appui.
- Mt : le moment max en travée .

$$\frac{A}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{2.51}{100 \times 13} = 0.0019 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \text{ MPa} \Rightarrow \text{CV}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{400} = 0.05 < \frac{1}{16} = 0.0625 \Rightarrow \text{CNV.}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1 \times M_t}{10 \times M_s} \Rightarrow \frac{15}{125} = 0.12 > \frac{1 \times 1.46}{10 \times 1.718} = 0.08 \Rightarrow \text{CNV. 1}$$

Toutes les conditions sont vérifiées donc il n'est pas nécessaire de calculer la flèche.

4.3.2.3 Schéma de Ferrailage pour les dalles pleines

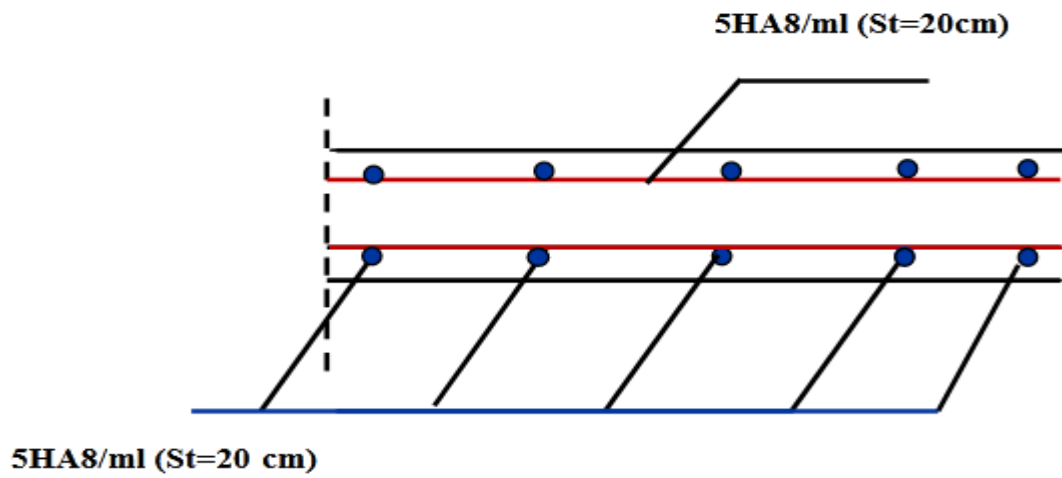


Figure 4. 19: Schéma de Ferrailage pour les dalles pleines

5.1 Introduction

L'objectif de l'analyse dynamique d'une structure est de déterminer des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de Vibrations Libres.

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure.

C'est pour cela qu'on utilise un logiciel préétabli en se basant sur la méthode des éléments finis par exemple (ROBOT) avec modélisation qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

5.2 Etude sismique

L'analyse dynamique d'une structure représente une étape primordiale dans l'étude d'un ouvrage dans une zone sismique, son objectif est la détermination des caractéristiques dynamiques.

L'équation du mouvement d'une structure tridimensionnelle en vibrations libres ne peut se faire manuellement à cause du volume de calcul, on utilise alors un logiciel préétabli, Avec une modélisation adéquate de la structure qui peut aboutir à une meilleure définition des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

Dans cette étude nous allons utiliser le logiciel ROBOT structural

5.2.1 Modélisation de la masse

Selon le RPA 99/V2003, la masse des planchers est calculée d'une manière à inclure la quantité βQ avec $\beta=0,2$ correspondant à la sur charge d'exploitation.

La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du **poids volumique** correspondant à celui du béton armé à **savoir 2,5t/m3**.

5.2.2 La modélisation de la structure

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel ROBOT structural qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

➤ **Présentation du logiciel :**

Logiciel ROBOT permet de modéliser tous types des structures en 2D ou 3D composées d'éléments barres, poutres et des éléments surfaciques. Les calculs peuvent être effectués en analyse linéaire ou non linéaire, statique ou dynamique.

➤ **Etape de modélisation :**

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux)
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections, cas et combinaisons Des chargements).
- Définir la géométrie du modèle
- Assigner les conditions aux appuis et les diaphragmes
- Appliquer les charges
- Spécifier les options d'analyse (effet p-delta ; options d'analyse modale)
- Définir le spectre de réponse (selon la norme) qui va être utilisé pour l'analyse spectrale.
- Exécuter l'analyse et afficher les résultats (modale et spectrale).
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats).

➤ **Présentation de la structure en 3D :**

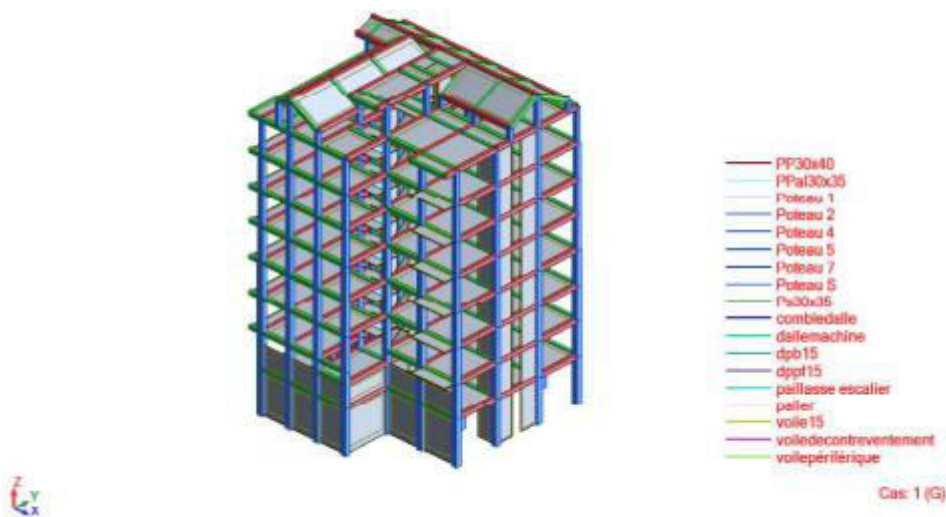


Figure 5. 1: Vue 3D de la structure avec le sous sol

5.3 Choix de la méthode de calcul :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier certaines conditions relatives aux règles parasismiques en vigueur en Algérie (**RPA99 version 2003**), et qui ont le rapport avec les régularités en plan et en élévation du bâtiment.

Le calcul des forces sismiques est mené selon les trois méthodes suivantes :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme

La hauteur de la structure : $H = 28.34\text{m} > 23\text{ m}$

\Rightarrow utiliser la Méthode statique équivalente

5.3.1. La Méthode statique équivalente :

Selon cette méthode les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives appliquées successivement dans les 2 directions orthogonales et ayant des effets équivalents à ceux de l'action sismique.

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

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone ;

D : Facteur d'amplification dynamique moyen ;

Q : Facteur de qualité ;

R : Coefficient de comportement global de la structure dépend du mode de contreventement.

W : Poids total de la structure.

5.3.2. Les méthodes dynamiques :

5.3.2.1. La méthode d'analyse modale spectrale :

• Principe

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l'action sismique, celle-ci étant

représentée par un spectre de réponse de calcul. Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l'amortissement et des forces d'inerties.

➤ **Calcul de la force sismique par la méthode statique équivalente : (RPA99/4.2.3)**

La force sismique totale V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

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

• Coefficient d'accélération A :

Donné par (Tableau 4.1p40 RPA 99 ver 2003) suivant la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

- Zone sismique : IIa (wilaya Bouira).

➔ A= 0.15

- Groupe d'usage : 2



• Périodes caractéristiques T1 ; T2 (Tab 4.7)

Pour notre site type: S1 : T1 = 0,15 s ; T2 = 0,30 s

• Coefficient de correction d'amortissement η :

Le coefficient d'amortissement est donné par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2 + \varepsilon)}} = 0.882 > 0.7$$

Ou ξ(%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitué, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ = 7% pour un contreventement mixte (η = 0,882). (Tab 4.2)

• Facteur de qualité Q :

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = \sum_{q=1}^6 pq \dots \dots \dots \text{(Art 4 .4 R.P. A2003)}.$$

Ou :

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité(q) est satisfait ou non sa valeur est donnée au tableau (4.4R.P.A 2003).

Critère	Observé (Oui ou Non)	P_q
Condition minimale sur les files de contreventement	Non	0.05
Redondance en plan	Non	0.05
Régularité en plan	Non	0.05
Régularité en élévation	Non	0.05
Contrôle de la qualité des matériaux	Non	0.05
Contrôle de la qualité d'exécution	Non	0.1
Q (totale)	/	1.35

Tableau 5.1: Valeurs des pénalités

•Coefficient de comportement global (R) :

Portiques contreventés par des voiles => $R = 4[RPA99 \text{ (version2003) /tableau 4.3}]$

5.4 Calcul de la résultante des forces :

•Estimation de la période fondamentale de la structure (T) :

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

Les formules empiriques à utiliser selon le RPA99/version 2003 sont :

$$T = \text{Min} (T = C_T \times h_N^{3/4} ; T = 0.09 \cdot \frac{h_N}{\sqrt{D}}$$

h_N : Hauteur mesurée en (m) à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau qui est égale à 28.34 m.

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré

$$D_x = 17.6\text{m}, D_y = 19.6 \text{ m}$$

C_T : Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage (Tableau 4.6 RPA 99 ver 2003)

$$T = C_T h_N^{3/4}$$

Contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en BA => $C_T = 0.05$

$$T' = 0.05(28.34)^{3/4} \Rightarrow T = 0,61s$$

$$T'_x = 0.09 \frac{28.34}{\sqrt{17.6}} = 0.60 \text{ s}$$

$$T'_y = 0.09 \frac{28.34}{\sqrt{19.60}} = 0,57s$$

• **T analytique :**

Cette période est calculée à l'aide du Logiciel rebot en utilisant la méthode d'analyse modale

Dans le premier mode on trouve T_x analytique =0.73s

Dans le deuxième mode on trouve T_y analytique =0.62s

$$T_x = \min (0.60; 0.73) = 0,60s$$

$$T_y = \min (0.57; 0.62) = 0,57s$$

$$T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_x = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 0.882 \left(\frac{0.3}{0.60}\right)^{2/3} = 1.39$$

$$T_2 \leq T \leq 3s \Rightarrow D_y = 2.5\eta(T_2/T)^{2/3} = 2,5 \times 0,882 \left(\frac{0.3}{0.57}\right)^{2/3} = 1.44$$

• **Calcul du poids de la structure W :**

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi} \quad \text{(formule 4-5 RPA99/v.2003)}$$

Avec W_{Gi} : Poids du aux charges permanents.

W_{Qi} : Charge d'exploitation.

Dans notre cas, (le bâtiment à usage d'habitation $\Rightarrow \beta=0,20$)

➤ **Spectre de réponse de calcul :**

Cette analyse compte essentiellement à représenter l'action sismique par un spectre de calcul, comme il est indiqué dans l'article (4.3.3 du RPA 99 / version 2003) :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) T_1 & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} T_2 & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 3,0s \end{cases} \quad \text{RPA 99 version 2003/formule 4.13}$$

Avec :

- S_a/g : Accélération spectrale
- g : accélération de la pesanteur, ($g = 10 \text{ N}$)
- T : Période fondamentale de la structure

•Disposition des voiles :

Le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale.

Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, on a essayé au mieux de diminuer la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, du à l'action horizontale qui peu sollicité la structure, le plus faible possible afin d'aboutir à une meilleur conception parasismique en appliquant ainsi les formules empirique du (RPA99/V2003) qui permettent d'obtenir les périodes propres et de les comparer avec plusieurs variantes afin d'avoir un meilleur comportement dynamique.

La disposition des voiles doit satisfaire un certaines conditions:

- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité surfaisant tout en restant dans le domaine économique.
- Assurer une excentricité minimale.

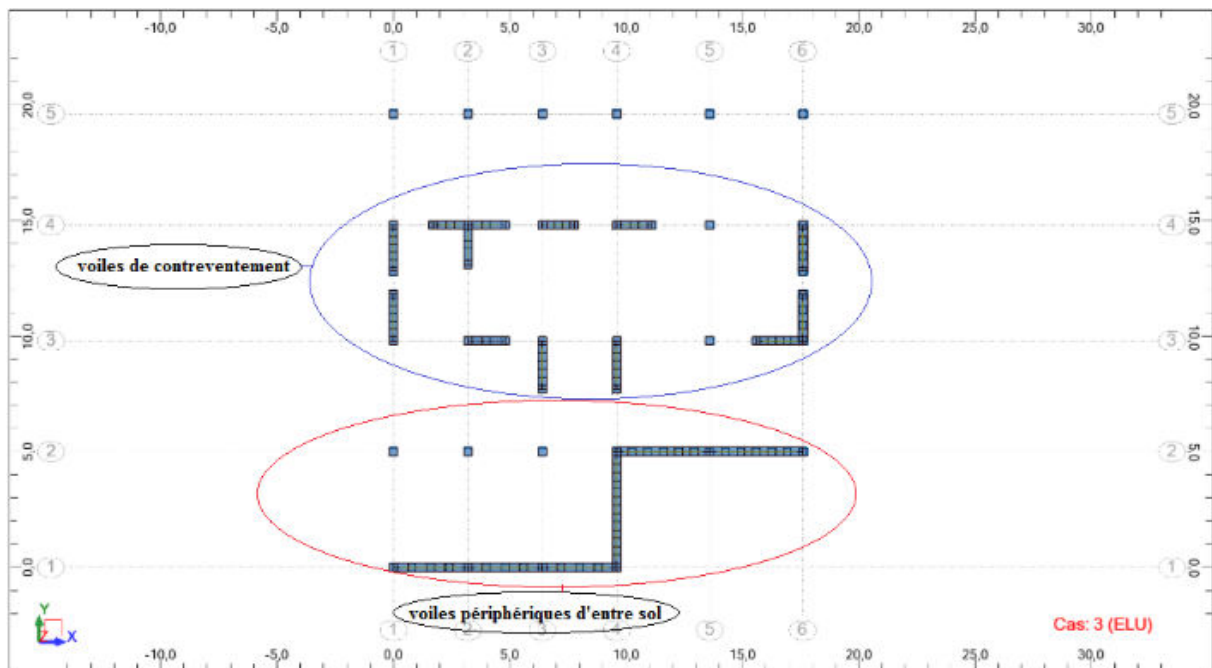


Figure 5.2 : Disposition des voiles vue en plan

Mode de vibration et participation massique

Après l'analyse automatique par le logiciel Rebot 2014, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau suivant :

Facteurs de participation massique					
Mode	Période(s)	Masse modale UX %	Masse modale UY %	Masse cumulée UX %	Masse cumulée UY
1	0,73	66,64	0,43	66,64	0,43
2	0,62	0,06	58,79	66,70	59,22
3	0,53	1,30	10,97	68,00	70,19
4	0,21	13,84	0,07	81,84	70,26
5	0,18	0,00	12,32	81,84	82,58
6	0,15	0,13	3,49	81,97	86,07
7	0,11	5,14	0,00	87,11	86,07
8	0,09	0,62	0,07	87,73	86,14
9	0,09	0,03	4,56	87,76	90,70
10	0,08	0,01	0,11	87,77	90,80
11	0,08	0,16	0,31	87,92	91,11
12	0,08	0,41	0,44	88,33	91,55
13	0,07	0,04	0,47	88,37	92,02
14	0,07	0,09	0,06	88,46	92,08
15	0,06	3,10	0,02	91,56	92,10
16	0,06	0,01	1,17	91,58	93,27

Tableau 5.2 : Mode de vibration et participation massique

- La résultante des forces sismiques

Après l'interprétation des résultats du fichier ROBOT structural, la résultante des forces sismiques à la base est égale à :

$$\rightarrow W = = 3362627,31\text{KG} = 33626,2731\text{KN}$$

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

$$V_{st\ x} = \frac{0,15 \times 1,80 \times 1,25}{4} \times 33626.2731 = 2366.238 \text{ KN} \quad \rightarrow \quad 0.8V_x = 1892.9904 \text{ KN}$$

$$V_{st\ y} = \frac{0,15 \times 1,95 \times 1,25}{4} \times 33626.2731 = 2451.355 \text{ KN} \quad \rightarrow 0.8 V_y = 1961.084 \text{ KN}$$

D'après le fichier des résultats donné par le logiciel Robot structural analysis professionnel 2014 on a :

- Sens X-X :

$$V_d = 2025,01 \text{ KN} > 80\% V_s \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Sens Y-Y :

$$V_d = 2078,73 \text{ KN} > 80\% V_s \rightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- Calcul et vérification des déplacements :

L'une des vérifications préconisées par le RPA99, concerne les déplacements latéraux inter étages. En effet, selon l'article 4.4.3 et 5.10 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec :

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (dans le sens y-y, Δ_K^y)

δ_K : Le déplacement dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x obtenu par Robot structural

Déplacement relatif admissible (toléré) : $\bar{\Delta} = 0.01 h_e$

D'où : h_k représente la hauteur de l'étage.

Vérification du déplacement relatif de tous les niveaux est effectuée sur le tableau suivant

Etage	Δ_{Kx} (cm)	Δ_{Ky} (cm)	H_K (cm)	1% H_K (cm)
RDC	0,240	0,245	408	4.08
1	0,506	0,447	306	3.06
2	0,732	0,593	306	306
3	0,799	0,647	306	306
4	0,803	0,651	306	306
5	0,760	0,624	306	306
6	0,683	0,565	306	306
7	0,617	0,533	306	306
comble	0,385	0,10	284	2.84

Tab.5.3. Vérification des déplacements

5.5. Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ(RPA99 ver 2003/art 5.9)

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

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

P_k = poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau k (obtenu par ETABS 17).

$$P_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau (k-1)

h_k : Hauteur de l'étage k

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k.

$$V_k = \sum_{i=k}^n Fi \rightarrow Fi = \frac{w_i \times h_i \times (v_i - F_i)}{\sum w_i \times h_i}$$

Avec :

- ⇒ W_i : Poids propre de l'étage ;
- ⇒ h_i : Hauteur cumulée à la base de la structure ;

⇒ V_t : Force sismique totale.

D'après (RPA99 version 2003/4.2.5) :

$$T = 0.73 > 0.7s \quad F_t = 0.07TV = 0.0511V$$

$$\text{On: } V_x = 2025.01 \text{ KN} \Rightarrow F_{tx} = 0.0511V = 0.0511 \times 2025.01 = 103.47$$

$$V_y = 2078.73 \text{ KN} \Rightarrow F_{ty} = 0.0511V = 0.0511 \times 2078.73 = 106.22$$

Etage	h_k	P_k	V_{Kx}	V_{ky}	Δ_x	Δ_y	θ_x	θ_y
	[cm]	[KN]	[KN]	[KN]	[cm]	[cm]		
RDC	408	4282,1032	1862,01	2004,6	0,24	0,245	0,00135	0,00128
1	306	4209,8927	1808,46	1944,14	0,506	0,447	0,00385	0,00316
2	306	3824,2863	1694,37	1819,7	0,732	0,593	0,0054	0,00407
3	306	3824,2863	1555,9	1675,06	0,799	0,647	0,00642	0,00483
4	306	3711,77	1392,91	1500,46	0,803	0,651	0,00699	0,00526
5	306	3609,9695	1214,67	1301,49	0,76	0,624	0,00738	0,00566
6	306	3609,9695	1004,66	1070,56	0,683	0,565	0,00802	0,00623
7	306	3786,5215	744,11	779,35	0,617	0,533	0,01026	0,00846
comble	284	2767,4741	361,21	372,54	0,385	0,109	0,01039	0,00285

Tableau 5.4: Vérification de l'effet P-Δ

⇒ La condition $0,10\theta <$ est vérifiée.

Donc : l'effet P-Delta peut être négligé pour le cas de notre structure.

5.6 Caractéristiques Géométriques

Quel que soit le problème que l'on se propose de résoudre dans l'étude dynamique d'une structure, il est indispensable de connaître en premier lieu les caractéristiques géométriques qui interviennent dans l'évaluation des efforts horizontaux d'origine sismique. Les caractéristiques à déterminer sont :

→ Le centre de Masse

→ Le centre de Torsion

5.6.1 Centre de masse

Le centre de masse est par définition le point d'application de la résultante de l'effort sismique. Les coordonnées (X_G, Y_G) du centre de masse sont données par les formules suivantes :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

Mi : est la masse de l'élément " i "

$\begin{cases} X_i \\ Y_i \end{cases}$ Sont coordonnées de l'élément " i ".

Mi(KG)	$X_{Gi}(m)$	$Y_{Gi}(m)$	XG*Mi	YG*Mi
428210,32	8,04	10,07	3442810,973	4312077,922
420989,27	7,64	10,28	3216358,023	4327769,696
382428,63	7,52	10,55	2875863,298	4034622,047
382428,63	7,52	10,55	2875863,298	4034622,047
371177,00	7,51	10,55	2787539,270	3915917,350
360996,95	7,50	10,55	2707477,125	3808517,823
360996,95	7,50	10,55	2707477,125	3808517,823
378652,15	7,41	10,43	2805812,432	3949341,925
276747,41	7,29	11,69	2017488,619	3235177,223
somme	3362627,31		25436690,16	35426563,85

Tableau 5.5: Tableau des centres des masses

$$X_G = 7.56m$$

$$Y_G = 10.53m$$

5.6.2 Centre de torsion

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments dans le contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, des poteaux.

5.6.3 Calcul de l'excentricité

L'excentricité C'est la distance entre le centre de gravité et le centre de torsion, pour toutes structures comportant des planchers horizontaux rigides dans leurs plans, on supposera qu'à chaque niveau et dans chaque direction, la résultante des forces horizontales a une excentricité par rapport au centre de torsion égale à la plus grande des deux valeurs suivantes :

- Excentricité théorique.

- Excentricité accidentelle.

⇒Excentricité théorique :

$$e_x = |XG - XT|$$

$$e_y = |YG - YT|$$

Tableau du centre de masse et du centre de rigidité :

Etage	Position de centre de masse			Position de centre de torsion		Excentricité	
	Masse(KG)	XG(m)	YG(m)	XT(m)	YT(m)	Ex(m)	Ey(m)
RDC	428210,32	8,04	10,07	8,97	4,25	0,93	5,82
1	420989,27	7,64	10,28	8,10	11,82	0,46	1,54
2	382428,63	7,52	10,55	8,10	11,92	0,58	1,37
3	382428,63	7,52	10,55	8,10	11,92	0,58	1,37
4	371177,00	7,51	10,55	8,10	12,01	0,59	1,46
5	360996,95	7,50	10,55	8,11	12,08	0,61	1,53
6	360996,95	7,50	10,55	8,11	12,08	0,61	1,53
7	378652,15	7,41	10,43	8,12	12,08	0,71	1,65
comble	276747,41	7,29	11,69	5,00	16,34	2,29	4,65

Tableau 5.6: Calcul de l'excentricité théorique

⇒ **Excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par la **RPA (art4.3.7)** dans le cas où on procède à une analyse tridimensionnelle, est égale en à l'excentricité théorique calculée, en rajoutant une excentricité accidentelle (additionnelle) qui est de valeur +/- 0.05 L,(L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique)

$$e_a = \text{Max} \begin{cases} e_{ax} = 5\%L_x \\ e_{ay} = 5\%L_y \end{cases}$$

$$E_{acc} = E_{théorique} \pm 0.05 \max (L_x, L_y) = 5.82 \pm 0.05 \max (20 ; 18) = 6.82m$$

Combinaisons des réponses modales : (Art 4.3.5 ; RPA 99)

Les réponses de deux modes de vibration **i** et **j** des périodes T_i , T_j d'amortissement ξ_i, ξ_j sont considérées comme indépendantes si le rapport $r = \frac{T_i}{T_j}$ Avec ($T_i \leq T_j$) vérifié la relation suivantes :

$$r \leq \frac{10}{10 + \sqrt{\xi_i \cdot \xi_j}} \text{ Avec : } \xi_i = \xi_j = 7\%$$

Les résultats sont représentés dans les tableaux suivant :

Mode	Période	r	$10/10+\sqrt{\xi_i \xi_j}$
1	0,73	0,849	0,588
2	0,62	0,855	0,588
3	0,53	0,396	0,588
4	0,21	0,857	0,588
5	0,18	0,833	0,588
6	0,15	0,733	0,588
7	0,11	0,818	0,588
8	0,09	1.00	0,588
9	0,09	0,889	0,588
10	0,08	1.00	0,588
11	0,08	1.00	0,588
12	0,08	0,875	0,588
13	0,07	1.00	0,588
14	0,07	0,857	0,588
15	0,06	/	0,588

Tableau 5.7: Combinaisons des réponses modales

Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

⇒Tableau 1 : Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinal

NIV	W(KN)	Hi (m)	W*hi	Sens longitudinal		
				$W*hi*(V_x - F_t)$	F_{Xi} (KN)	$F_{Xi} \times hi$ (Kn.m) ³
RDC	4282,1032	4.08	17470,98	33571186,91	314,76	1284,22
1	4209,8927	3.06	12882,27	24753797,10	232,09	710
2	3824,2863	3.06	11702,32	22486475,97	210,83	645,14
3	3824,2863	3.06	11702,32	22486475,97	210,83	645,14
4	3711,77	3.06	11358,02	21824889,75	204	626,17
5	3609,9695	3.06	11046,51	21226310,83	199,02	609.00
6	3609,9695	3.06	11046,51	21226310,83	199,02	609.00
7	3786,5215	3.06	11586,76	21226310,83	208,75	638,78
COMBLE	2767,4741	2.84	7859,63	22264422,81	141,6	402,14
SOMME	33626,2731		106655,32	15102593,43		6169,79

Tableau 5.8: Distribution de la résultante des forces sismiques sens longitudinal

⇒Tableau 1 : Distribution de la résultante des forces sismiques sens transversal

Sens longitudinal						
NIV	W(KN)	Hi (m)	W*hi	W*hi*(V _γ -F _t)	F _{γi} (KN)	F _{γi} ×hi (KN.m)3
RDC	4282,1032	4.08	17470,98	36317450,3	340,51	1389,28
1	4209,8927	3.06	12882,27	26778761,1	251,08	768,3
2	3824,2863	3.06	11702,32	24325963,7	228,08	697,92
3	3824,2863	3.06	11702,32	24325963,7	228,08	697,92
4	3711,77	3.06	11358,02	23610256,9	221,37	677,39
5	3609,9695	3.06	11046,51	22962711,7	215,30	658,82
6	3609,9695	3.06	11046,51	22962711,7	215,30	658,82
7	3786,5215	3.06	11586,76	24085745,6	225,83	691,04
COMBLE	2767,4741	2.84	7859,63	16338048,7	153,19	435,06
SOMME	33626,2731		106655,32			6674,55

Tableau 5.9: Distribution de la résultante des forces sismiques sens transversal

Conclusion générale :

Suivant les règles parasismiques algériennes RPA 99 / version 2003 et d’après les résultats obtenus et les vérifications réalisées, On peut dire notre structure est stable dans le cas de présence d'action sismique.

Nous pouvons dire aussi que la conception adoptée reflète le comportement typique

6.1. Introduction :

Notre structure est un ensemble de poteaux (verticaux), poutres (horizontaux) et voiles, ils sont capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Le calcul de leurs armatures longitudinales et transversales dans les poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitations) et sismiques selon les combinaisons d'actions définies dans les deux règlements de calcul utilisée à cette effet, à savoir le règlement de calcul [BAEL91] ; et le règlement [RPA99/Version 2003].

6.2. Définitions :

- **6.2.1. Poteaux :**

Ce sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, ils constituent des points d'appuis pour transmettre les charges de la superstructure aux fondations, sont sollicitées à la compression simple ou à la flexion composée selon l'excentricité de l'effort normal par rapport au centre de gravité de la section.

- **6.2.2. Poutres :**

Ce sont des éléments structuraux horizontaux en béton armé, transmettant les charges des planchers aux poteaux, leur mode de sollicitation est la flexion simple étant donné qu'elles subissent des efforts normaux très faibles.

6.3. Ferraillage des portiques :

6.3.1. Combinaisons d'actions :

Dans le cas des bâtiments courants, les diverses actions sont notées :

- ✓ G : Charges permanentes.
- ✓ Q : Surcharges d'exploitations.
- ✓ E : Efforts sismiques.
- Les combinaisons prises en compte sont :

BAEL91		RPA99V2003	
E.L.U	1,35G + 1,5 Q	Poteaux	0,8G ±E
			G + Q ± 1,2E
E.L.S	G + Q	Poutres	0,8 G ±E
			G + P ±E

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (Mpa)	σ_{bc} (Mpa)	γ_s	f_e (Mpa)	σ_s (Mpa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.48	1	400	400

Tab.6.1. Tableaux Récapitulatif de calcul des contraintes

Les efforts sont calculés en tenant compte de ces combinaisons à l'aide du logiciel « Robot »

6.3.2. Ferrailage des poutres :

- Recommandations du **RPA99/V2003** :
 - Armatures longitudinales : **(A.7.5.2)** :
 - Armatures minimales : 0,5% x B en zone II_a.
 - Armatures maximales $\begin{cases} 4 \% \times B \text{ en zone courante} \\ 6 \% \times B \text{ en zone recouvrement} \end{cases}$
 - Longueur de recouvrement est de 40 x ϕ en Zone II_a (**RPA99/V2003**)

Avec :

- B : Section de la poutre

- Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_{t \min} = 0,003 \times S \times b$$

Avec:

- b : largeur de la section
- S : l'espacement des armatures transversales

L'espacement maximal des armatures transversales est déterminé comme suit :

- Dans la zone nodale et en travée si les armatures comprimées sont nécessaires :

$$S = \min \left(\frac{h}{2}; 12 \times \phi \right)$$

- En dehors de la zone nodale :

$$S = \frac{h}{2}$$

- Règlement **BAEL.91** :

La section minimale des armatures longitudinales en flexion simple est :

$$A_{\min} = 0,23 \frac{f_{t28}}{f_e} \cdot b \cdot d \rightarrow \text{Pour les armatures tendues}$$

6.3.2.1. Les sollicitations des poutres :

A l'aide d'un fichier, des résultats donnés par le logiciel « Robot », on obtient les résultats suivants :

- Exemple de calcul :

On va prendre comme exemple de calcul de la poutre de RDC

- Poutre Principales : PP (30x40)

	En Travée M _t (KN.m)	En Appuis M _a (KN.m)
E.L.U	65.64	--132.06
E.L.S	46.30	-39.19
Situation accidentelle	96..27	-106.73

Tab.6.2. Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la poutre principale.

- Poutre Secondaire : PS (30x35)

	En Travée M _t (KN.m)	En Appuis M _a (KN.m)
E.L.U	27.06	-26,24
E.L.S	19.43	-18.89
Situation accidentelle	80.44	-98.67

Tab.6.3. Tableau récapitulatif des moments fléchissant de la poutre secondaire.

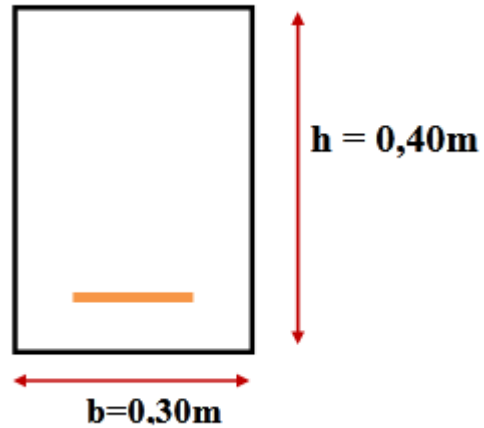
- Efforts tranchants :

	Effort Tranchant. T (KN)
PP (30x45)	157.32
PS (30x30)	90.25

Tab.6.4. Tableau récapitulatif des efforts tranchants.

6.3.2.2. Exemple de calcul :

- Exemple de calcul pour la poutre principale de section (30x45)



- Armatures longitudinales :

- ✓ Condition imposée par le **RPA99V2003** :

$$\text{Poutre Principale : } A'_{\min} = 0,005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- ✓ Condition imposée par le **CBA.93** :

$$\text{Poutre Principale : } A_{\min} = 0,23 \times \frac{2,1}{400} \times 30 \times 36 = 1,3 \text{ cm}^2$$

- Ferraillage de la poutre :

1- En Travée :

- E.L.U : $M_t^u = 65.64 \text{ KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_t^u}{\sigma_b \times b \times d} = \frac{65.64 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times (36)^2} = 0,119$$

$$\mu = 0,119 < \mu = 0,392 \text{ (Acier FeE400)} \rightarrow A' \text{ n'existe pas}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Leftrightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,158$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,937$$

▪ **Détermination des armatures :**

$$A_t^u = \frac{M_t^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{65.64 \times 10^3}{348 \times 0.937 \times 36} = 5,59 \text{cm}^2.$$

▪ **E.L.S :** $M_t^S = 46.30 \text{KN.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' } $\rightarrow \alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{MPa}$
- Acier FeE400

Avec :

- $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^S} = \frac{65.64}{46.30} = 1,42$
 $\frac{1,42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46 > \alpha = 0,158 \rightarrow$ Condition vérifié

▪ **Conclusion :**

- $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } \rightarrow Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

▪ **Situation accidentelle :** $M_t^{acc} = 96.27 \text{KN.m}$

▪ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{96.27 \times 10^3}{18.48 \times 30 \times 36^2} = 0,13$$

$\mu = 0,13 < \mu = 0,379$ (Acier FeE400) \rightarrow A' n'existe pas

$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{MPa}$

$\Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,175$

$\Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,93$

▪ **Détermination des armatures :**

$$A_t^{acc} = \frac{M_t^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{96.27 \times 10^3}{400 \times 0,93 \times 36} = 7.19 \text{ cm}^2.$$

▪ **Choix des armatures :**

5HA146 → 10.05 cm²(armatures supérieurs)

2- **En Appuis :**

▪ **E.L.U :** $M_a^u = -132.06 \text{KN.m}$

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_a^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{132.06 \times 10^3}{14,2 \times 30 \times 36^2} = 0,239$$

$\mu = 0,181 < \mu = 0,392$ (Acier FeE400) → A' n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,346$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,862$$

▪ **Détermination des armatures :**

$$A_a^u = \frac{M_a^u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{132.06 \times 10^3}{348 \times 0,862 \times 36} = 12.24 \text{ Cm}^2$$

▪ **E.L.S:** $M_a^s = -39.19 \text{KN.m}$

- Flexion simple
- Section rectangulaire sans A' → $\alpha \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \rightarrow \sigma_b \leq \bar{\sigma}_b = 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- Acier FeE400

Avec :

▪ $\gamma = \frac{M_t^u}{M_t^s} = \frac{132.06}{39.19} = 3.36$

$$\frac{1,41-1}{2} + \frac{25}{100} = 1,43 > \alpha = 0,346 \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

▪ Conclusion :

- $\sigma_b < \overline{\sigma_b} = 15 \text{ MPa}$
 - Fissuration peu préjudiciable
 - Aucune vérification pour σ_s
- } → Les armatures calculées à E.L.U seront maintenues

▪ **Situation accidentelle :** $M_a^{acc} = -106.73 \text{ KN.m}$

▪ **Vérification de l'existence des armatures comprimées :**

$$\mu = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_b \times b \times x \times d^2} = \frac{106.73 \times 10^3}{18.4 \times 8 \times 30 \times 36^2} = 0,148$$

$\mu = 0,148 < \mu = 0,379$ (Acier FeE400) → A' n'existe pas

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_L \rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1} = 400 \text{ MPa}$$

$$\Rightarrow \alpha = 1,25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,201$$

$$\Rightarrow \beta = 1 - 0,4\alpha = 0,92$$

▪ **Détermination des armatures :**

$$A_a^{acc} = \frac{M_a^{acc}}{\sigma_s \times \beta \times x \times d} = \frac{106.73 \times 10^3}{400 \times 0,32 \times 36} = 8.06 \text{ Cm}^2$$

▪ **Choix des armatures :** 5T16 → 10.05cm²

• **Verification de effort tranchant:**

$$T_U^{max} = 157.32 \text{ KN}$$

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis :**

?

$$T_U \leq 0,267 \times a \times b \times f_{c28}$$

Avec :

- $a = 0,9 d = 0,9 \times 36 = 32,4 \text{ Cm}$
- $T_u = 157320 \text{ N} \leq 0,267 \times 32,4 \times 30 \times 25 \times 10^2 = 648810$

Donc, pas d'influence de l'effort tranchant au voisinage d'appuis.

- **Vérification de l'influence de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales :**

On doit vérifier que :

$$A_l \geq \frac{\gamma_s}{f_e} \left(T_U + \frac{M_U}{0,9 \times d} \right)$$

$$A_l = 10,78 \text{ cm}^2 \geq \frac{1,15}{400} \left(157320 + \frac{65640}{0,9 \times 36} \right) \times 10^{-2} = 4,04 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

Il n'y a aucune influence sur les armatures longitudinales.

- **Vérification si les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne :**

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{157,32 \times 10^3}{30 \times 36 \times 100} = 1,45 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right) = 3,33 \text{ MPa (Fissuration peu préjudiciable)}$$

$\tau_u = 1,45 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \rightarrow$ Les armatures transversales sont perpendiculaires à la ligne moyenne.

- **Section et écartement des armatures transversales At :**

- **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_1 \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b_0}{10} ; \phi_{1 \text{ min}} \right)$$

$$\phi_1 \leq \min \left(\frac{40}{35} ; \frac{30}{10} ; 1,2 \right) = 1,14 \text{cm}$$

Donc : $\phi_t = 8 \text{mm}$

- **L'espacement des armatures transversales :**

• **Selon (BAEL.91) :**

La section minimale A_t doit vérifier :

$$A_t \geq \frac{0.4b \times S_t}{f_e}$$

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

Donc :
$$\begin{cases} S_t \leq \min(32; 40 \text{cm}) = 32 & \text{On adopte } S_t = 15 \text{cm} \\ A_t \geq A_t \geq \frac{0.4 \times 0.3 \times 15}{400} \Rightarrow A_t \geq 0.45 \text{cm}^2 \end{cases}$$

• **Selon le RPA99/version 2003 :**

La section minimale A_t doit vérifier : $A_t = 0,003 \times S_t \times b$

• **L'espacement maximal (poutre principale (30x40)) :**

⇒ En zone nodale :

La longueur de la zone nodale est: $L' = 2h = 2 \times 0.4 = 0.8 \text{ m}$

$$S_t \leq \min (h/4; 12\phi L; 30 \text{cm}) = \min (40/4, 12\phi L, 30) = 10 \text{cm} \Rightarrow S_t = 10 \text{cm}$$

⇒ En zone courante :

$$S_t \leq h/2 = 20 \text{cm} \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$$

Donc: $A_t = 0.003 \times S_t \times b = 1.35 \text{ cm}^2 \geq 0.45 \text{ cm}^2$

• **Conclusion:**

S_t Adopté = $\min (S_t \text{ BAEL}, S_t \text{ RPA})$.

Le choix des barres est le suivant : $4\phi 8 \dots \dots \dots A_t = 2.01 \text{cm}^2$

On aura un cadre et un étrier de diamètre « $\phi 8$ »

- **Remarque :** les armatures transversal sont les mêmes dans les poutres principales et les poutres secondaires : $4\phi 8$

Type de poutre		$A_{\min} (\text{Cm}^2)$		$A_{\text{cal}} (\text{Cm}^2)$	Barres Choisies	$A_{\text{cor}} (\text{Cm}^2)$	Longueur de recouvrement
		BAEL91	RPA99V2003				
P.P (30x40)	Travée	1.3	6	7.19	5HA16	10.05	56
	Appuis	1.3	6	12.24	3HA20+3HA16	15.45	56
P.S	Travée	1.15	5.25	6.8	5 T14	7.7	56

(30x35)	Appuis	1.15	5.25	8.5	5T16	10.05	64
---------	--------	------	------	-----	------	-------	----

Tab.6.5. Tableau récapitulatif du ferraillage des poutres.

• **Schéma de ferraillage des poutres :**

- **Poutre principale :**

PP(30 × 40)RDC

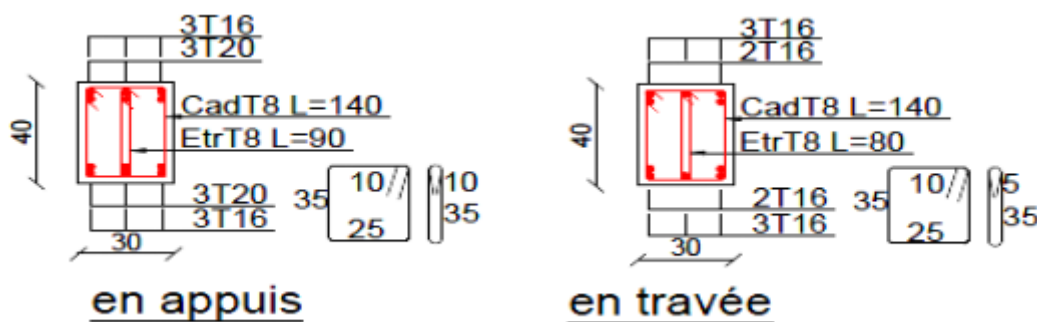


Figure :6.1 : Ferraillage de la poutre principale.

PS (30 × 35) RDC

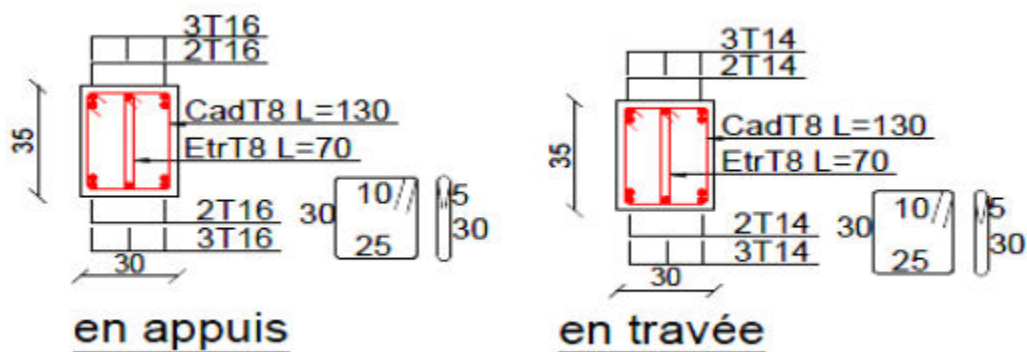


Figure :6.2 : Ferraillage de la poutre secondaire.

6.3.3. Ferraillage des poteaux :

➤ **Définition :**

Les poteaux sont des éléments verticaux, constituant les éléments porteurs du système planchers poutres par point d'appuis isolés.

➤ **Leurs rôles :**

- Supporter les charges verticales (effort de compression dans le poteau) ;
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux – poutres pour reprendre les efforts horizontaux :
- Effet du vent ;
- Effet de la dissymétrie des charges ;
- Effet de changement de la température ;
- Effet des efforts sismiques et
- Limiter l'encombrement (surfaces réduites des sections de poteaux).

Les poteaux sont sollicités dans deux sens (x et y), ils sont calculés en fonction de l'effort normal N et ; le moment fléchissant M selon les cas suivants :

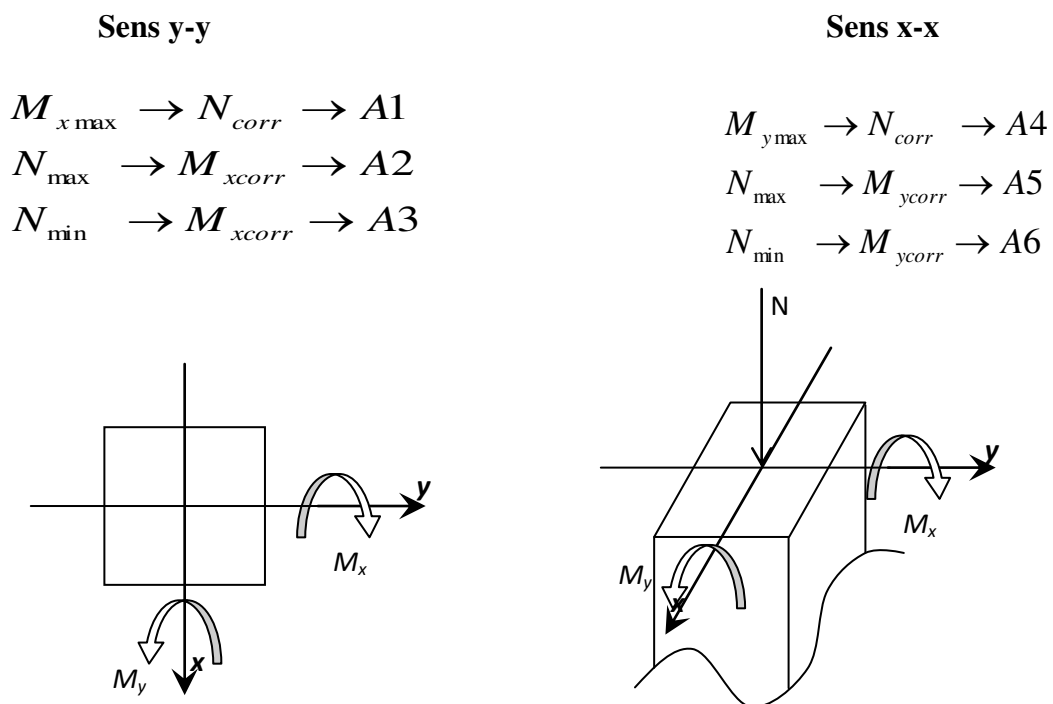


Fig.6.3. Direction des moments et effort normal dans un poteau

Les sollicitations sont calculées à l'aide du logiciel Robot structural sous les combinaisons d'action suivantes :

On prend le cas le plus défavorable (1,35G+1,5Q) pour la situation durable et (G+Q±E) et (0.8G±E) pour la situation accidentelle. [RPA99/V2003]

➤ **Le ferrailage :**

Le ferrailage des poteaux sera déterminé en respectant les différentes règles imposées par le RPA99(2003) et le BAEL91.

a) Les armatures longitudinales :

Pour les armatures longitudinales, on doit respecter les conditions suivantes :

➤ **Conditions de RPA99 (version 2003) :**

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 0.8% en zone II a.
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4% en zone courante et
 - ✓ 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimum est de 12mm
- La longueur minimale de recouvrement est de :
 - ✓ 40ϕ en zone II a
- 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 à l'extérieur de la zone nodale (zone critique)
- Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre des armatures longitudinales dans la zone nodale sont :

$$\begin{cases} L' = 2 \times h \\ h' = \max\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right) \end{cases}$$

Avec :

- ⇒ h: Hauteur de la poutre;
- ⇒ b et a : Section d'un poteau;
- ⇒ h_e : Hauteur libre entre deux étages.

➤ **Règlement [BAEL91/Article A.8.1.21]**

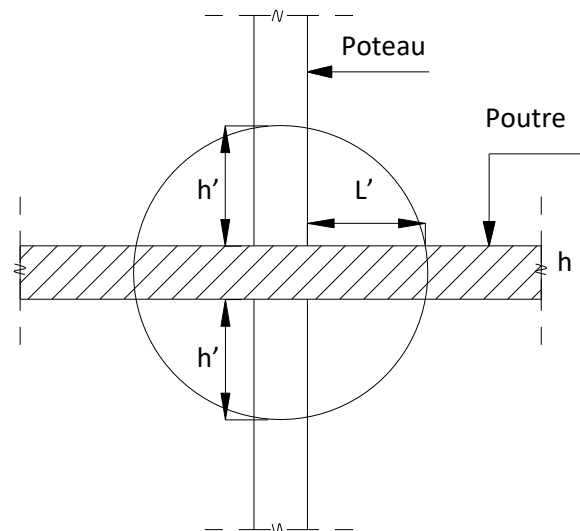


Figure 6.4. La zone nodale.

La section A_1 des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_1 \geq 4\text{cm}^2 \text{ par mètre de périmètre} \\ 0,2\% \leq A_1 \leq 5\% B \end{array} \right. \Rightarrow \text{Pour une section entièrement comprimée.}$$

Avec :

B : Section totale du poteau.

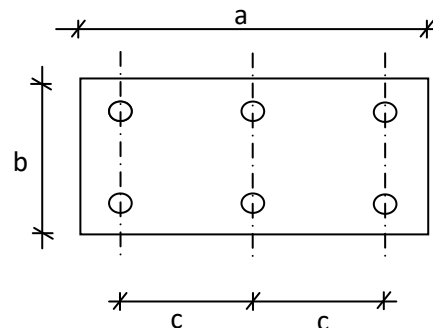
$$A_{\min} = \frac{f_{t2g}}{f_e} \times B \text{ Pour une section entièrement tendue.}$$

Pour les sections rectangulaires, la distance maximale de deux barres voisines doit respecter la condition suivante :

$$c \leq \min (b+10\text{cm} ; 40\text{cm})$$

Avec :

b : la petite côté du rectangle.



b) Les armatures transversales :

➤ **Conditions de RPA99 version 2003**

Les armatures transversales des poteaux A_t sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{A_t}{\delta_t} \geq \frac{\rho_a \times T_u}{a \times f_e}$$

Avec :

- ⇒ T_u : Effort tranchant ;
- ⇒ a : Hauteur totale de la section brute;
- ⇒ f_e : Limite élastique des armatures transversales et
- ⇒ ρ_a : Coefficient dépend de l'élançement géométrique λ_g .

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_a = 2,5 \quad \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3,75 \quad \text{si } \lambda_g < 5 \end{array} \right. \quad \text{avec : } \lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

δ_t : Espacement entre les armatures transversales;

Zone nodale : $\delta_t \leq \min (10\phi_1; 15 \text{ cm})$ (Zone II-a).

Zone courante : $\delta_t \leq 15\phi_1$ (Zone II-a).

Section minimale des armatures transversales:

$\frac{A_t}{\delta_t \times b}$ en % est donnée comme suit

Si

$$\left\{ \begin{array}{l} 3 \leq \lambda_g \leq 5 \rightarrow \text{Interpolation des valeurs limites précédentes} \\ \lambda_g \leq 3 \rightarrow 0,8\% \\ \lambda_g \geq 5 \rightarrow 0,4\% \end{array} \right.$$

$$\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b}$$

Avec :

a et b : Dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

L_f : Longueur du flambement.

➤ **Conditions de [BAEL91] : [BAEL91/A.8.1.3]**

Le diamètre des armatures transversales doit être :

$$\phi_t \leq \frac{1}{3} \phi_{lmax}$$

L'espacement des armatures transversales a pour valeur :

$$\delta_t = \min (15\phi_{lmin}; 40 \text{ cm}; b + 10 \text{ cm})$$

Avec :

b : La plus petite dimension de la section transversale du poteau.

Φ_{lmin} : Le plus petit diamètre des armatures longitudinales nécessaire à la résistance.

Dans la zone de recouvrement des armatures longitudinales, il faut prévoir trois cours des armatures transversales.

Sollicitations de calcul :

Le calcul des armatures est effectué par zone, Ces zones sont définies comme suit :

Zone 1 : Sous Sol, RDC, 1,2 et 3^{ème} étage Poteaux (55x55).

Zone 2 : 4^{ème} étage Poteaux (50x50).

Zone 3 : 5 et 6^{ème} étage Poteaux (45x45).

Zone 4 ; 7^{ème} étage et comble Poteaux (40x40).

A- Situation durable :

Type de poteau	Niveau	Sous Sol, RDC, 1,2 et 3 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage et comble
combinaison	Section	(55x55)	50x50)	(45x45)	(40x40)
	effort				
ELU (1,35G+1,5Q)	N_u^{max}	2041.94	1017.22	774.79	432..09
	M_y^{corr}	2.76	39.85	34.24	6.26
	M_z^{corr}	8.25	2.16	3.5	14.37

Tableau 6 6: Les sollicitations obtenues par Rebot sous combinaisons durables

B- Situation accidentelle (0.8G±E) et (0.8G±E) :

Type de poteau	Niveau	Sous Sol, RDC, 1,2 et 3 ^{ème} étage	5 ^{ème} étage	5 et 6 ^{ème} étage	7 ^{ème} étage et comble
combinaison	Section	(55x55)	(50x50)	(45x45)	(40x40)
	effort				
ACC G+Q± E (0,8G± E)	M_z^{max}	152.94	81.25	68.14	93.81
	N^{corr}	1496.07	765.53	421.6	212.03
	M_y^{max}	159.75	77.12	60.99	57.74

	N^{corres}	1073.81	596.8	420.44	167.61
ACC G+Q± E (0,8G± E)	N^{corr}	-521.31	-23.02	-26.77	-147.94
	M_y^{max}	62.16	33.83	26.76	20.63
	M_y^{max}	23.65	28.13	5	16.23

Tableau 6.7 : Les sollicitations obtenues par Rebot sous combinaisons accidentelle

➤ **Exemple de calcul**

Soit un poteau de ZONE 1 (55x55) cm^2 (Situation durable)

$C=C'=2cm$. $h=55cm$ $L=3.23m$ $b=55cm$ $d=36cm$

$N_u^{max}=2041,94KN$ (signe positif effort de compression)

$M_y^{corr}=2,76KNm$ $M_y^{ser}=2.04KNm$

$M_z^{corr}= 8,25KNm$ $M_z^{ser^2}=6.07KNm$

• **Suivant le sens y :**

-L'excentricité du premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.76}{2041.94} = 0,0013 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = \frac{0.55}{2} - 0.02 = 0.255m$$

$$L_f \leq \max \left\{ \frac{15}{20} \frac{e_1}{h} \Rightarrow 2.821 \leq \max \left\{ \frac{15}{0.031} \right. \right. \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pour la longueur du flambement :

$$L_f=0.7l_0=0.7 \times (3.23+0.8)=2.821m$$

Avec :

10 : la distance entre la partie supérieure de la fondation jusqu'à l'extrémité du poteau sous sol

-Le calcul sera mené en flexion compose en considérant une excentricité totale

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

• **Excentricité du 1er ordre :** $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{2.76}{2041.94} = 0.0013m$

• Excentricité additionnelle : $e_a = \max \left(2cm; \frac{L}{250} \right) = 0.02m$

• Excentricité du 2eme ordre : $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{1000 \times b} (2 + \alpha \times \phi)$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right) = 10 \times \left(1 - \frac{2.76}{1.5 \times 2.04} \right) = 0.98$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2.821^2}{10000 \times 0.55} (2 + 0.98 \times 2) = 0.017m$$

⇒L'excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.0013 + 0.02 + 0.017 = 0.038m \Rightarrow e_t = 3.8cm$$

Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_t = e_T \times N_u = 0.038 \times 2041.94 = 77.59KN.m$$

Calcul de moment fictive au centre de gravite des armatures tendues :

$$M_{fec} = M_t + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 77.59 + 2041.94 \times \left(0.53 - \frac{0.55}{2}\right) = 598.28KN.m$$

Pour que la section soit partiellement comprimée il faut que les deux conditions soient vérifiées :

⇒Le centre de pression (point d'application de l'effort normal) doit être à l'extérieur de la section délimitée par les armatures tendues et comprimée.

⇒L'effort normal peut être de traction ou de compression

Sinon

Il faut que les deux conditions suivantes soient vérifiées pour dire que c'est une section partiellement comprimée

$$\Rightarrow N_u \times (d - C') M_{fec} \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{C'}{h}\right) \times b \times h^2 \times \sigma_b \dots \dots (1)$$

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} \leq \frac{h}{2} - c \dots \dots \dots (2)$$

Dans notre cas :

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 3.8cm < \frac{h}{2} - c = 25.5cm (2)$$

Suivant l'expression(2) on constate que le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section délimitée par les armatures tendues et comprimée.

⇒N=2041.94KN L'effort normal est effort de compression on doit vérifier l'expression (1)

$$\Rightarrow 2041.94 \times (0.53 - 0.02) - 598.28 \leq \left(0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.55}\right) \times 0.55 \times 0.55^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$\Rightarrow 443.11 \leq 726.58 \rightarrow \text{vérifier} \dots \dots \dots (1)$$

⇒Conclusion :

Les deux conditions 1 et 2 sont vérifiées donc La section est partiellement comprimée.

Le calcul sera effectué en flexion simple sous l'effet du moment Mt puis sera ramené en flexion composée.

➤ Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{598280}{14,2 \times 55 \times 53^2} = 0,27$$

$$\mu = 0,27 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{À n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,40$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,84$$

➤ Détermination des armatures :

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{598280}{348 \times 0,84 \times 53} = 38.62 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 38.62 - \frac{2041940}{100 \times 348} = -20.56 < 0 \rightarrow \text{AFC} = 0 \text{ cm}^2$$

• Suivant le sens x :

-L'excentricité du premier ordre :

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8.25}{2041.94} = 0,004 \text{ m} < \frac{h}{2} - c = \frac{0.55}{2} - 0.02 = 0.255 \text{ m}$$

$$L_f \leq \max \left\{ 15, 20 \frac{e_1}{h} \right\} \Rightarrow 2.821 \leq \max \left\{ 15, 0.031 \right\} \quad \text{Condition vérifiée}$$

Pour la longueur du flambement :

$$L_f = 0.7l_0 = 0.7 \times (3.23 + 0.8) = 2.821 \text{ m}$$

Avec :

l₀ : la distance entre la partie supérieure de la fondation jusqu'à l'extrémité du poteau sous sol

-Le calcul sera mené en flexion compose en considérant une excentricité totale

$$e_T = e_1 + e_a + e_2$$

- Excentricité du 1er ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{8.25}{2041.94} = 0.004 \text{ m}$
- Excentricité additionnelle : $e_a = \max \left(2 \text{ cm}, \frac{L}{250} \right) = 0.02 \text{ m}$
- Excentricité du 2eme ordre : $e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{1000 \times b} (2 + \alpha \times \phi)$

$$\alpha = 10 \times \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \times M_{ser}} \right) = 10 \times \left(1 - \frac{8.25}{1.5 \times 6.07} \right) = 0.93$$

ϕ : Le rapport de la déformation final due au fluage à la déformation instantanée sous charge considère ; ce rapport est généralement pris égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times 2.821^2}{10000 \times 0.55} (2 + 0.93 \times 2) = 0.016m$$

⇒ L'excentricité totale :

$$e_T = e_1 + e_a + e_2 = 0.004 + 0.02 + 0.016 = 0.04m \Rightarrow e_t = 4cm$$

Le moment de calcul devient ainsi :

$$M_t = e_T \times N_u = 0.04 \times 2041.94 = 81.67KN.m$$

Calcul de moment fictive au centre de gravite des armatures tendues :

$$M_{fec} = M_t + N_u \times \left(d - \frac{h}{2}\right) = 81.67 + 2041.94 \times \left(0.53 - \frac{0.55}{2}\right) = 602.37KN.m$$

Dans notre cas :

$$\Rightarrow e_1 = \frac{M_u}{N_u} = 4cm < \frac{h}{2} - c = 25.5cm \quad (2)$$

⇒ N=2041.94KN L'effort normal est effort de compression on doit vérifier l'expression (1)

$$\Rightarrow 2041.94 \times (0.53 - 0.02) - 602.37 \leq (0.337 - 0.81 \frac{0.02}{0.55}) \times 0.55 \times 0.55^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$\Rightarrow 439 \leq 726.58 \rightarrow \text{vérifier} \dots \dots \dots (1)$$

⇒ Conclusion :

Les deux conditions 1 et 2 sont vérifiées donc La section est partiellement comprimée.

Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{602370}{14,2 \times 55 \times 53^2} = 0,27$$

$$\mu = 0,27 < \mu_{AB} = 0,392 \Rightarrow \text{À n'existe pas et ;}$$

$$1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,40$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,84$$

➤ **Détermination des armatures :**

$$A_1 = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{602370}{348 \times 0,84 \times 53} = 38.88 \text{ cm}^2.$$

On revient à la flexion composée :

$$A = A_1 - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 38.88 - \frac{2041940}{100 \times 348} = -19.79 < 0 \rightarrow AFC = 0 \text{ cm}^2$$

Pour cette combinaison (ELU), et d'après les calculs dans les deux sens on a trouvé qu'on n'a pas besoin d'armature ni dans la zone comprimée ni dans la zone tendue

Pour les autres combinaisons On a suivi les mêmes étapes et on a trouvé les résultats suivants :

$$\left. \begin{array}{l} M_x^{max} = 152.94 \text{ KN.m} \\ N^{corr} = 1496.07 \end{array} \right\} \rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{1=0} \\ A = 0 \end{array} \right\} \rightarrow A_x = 0$$

$$\left. \begin{array}{l} M_y^{max} = 159.75 \text{ KN.m} \\ N^{corr} = 1496.07 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow \left. \begin{array}{l} A_{1=0} \\ A = 0 \end{array} \right\} \rightarrow A_x = 0$$

} A totale=0

$$\left. \begin{array}{l} N^{min} = 521.31 \text{ KN.m} \\ M_x^{corr} = 62.16 \text{ KN.m} \\ M_y^{corr} = 23.65 \text{ KN.m} \end{array} \right\} \rightarrow \left. \begin{array}{l} A_y = 9.6 \text{ cm}^2 \\ A_x = 9.6 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow A_y = 0$$

} A totale=19.2

Selon le BAEL :

$$\left\{ \begin{array}{l} A_{min} = \max(0.2\%B; 4\%P) \\ A_{max} = 5\%B \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A_{min} = 8.8 \text{ cm}^2 \\ A_{max} = 151.25 \text{ cm}^2 \end{array} \right.$$

donc : A totale (calculé) = Ay + Ax = 19.2 cm²

Selon le RPA :

$$A_{min} = 0.8\%b.h = 0.008 \times 55 \times 55 \Rightarrow A_{min} = 24.20 \text{ cm}^2$$

Donc : On A adopte = (A_{cal}; A_{BAEL}; A_{RPA}) = 24.20 cm²

On adopte: A = 4HA20+8HA16 = 12.57+16.08=28.65 cm²

poteau	55x55	50x50	45x45	40x40
Section				
combinaison	Acalculée cm ²	Acalculée cm ²	Acalculée cm ²	Acalculée cm ²

ELU 1,35G+1,5Q	8.8	8	7.2	6.4
ACC G+Q± E (0,8G± E)	8.8	8	7.2	7.8
ACC G+Q± E (0,8G± E)	19.2	8	7.2	6.8

Tableau 6.8: Tableau récapitulatif des résultats de sections du ferrillage obtenu par rebot expert

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

$$T_u^{\max} = 119.1 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \times d} = \frac{119.1}{55 \times 53 \times 10^2} = 0,408 \text{ MPa}$$

Fissuration peut nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \left[0,2 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right] = 3,33 \text{ MPa}$

$$\tau = 0,408 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa}$$

➤ **Diamètre des armatures transversales :**

$$\phi_l \geq \frac{\phi_{L\max}}{3} = \frac{2}{3} = 0,67 \text{ cm}$$

Donc on prendra $\phi_l = 8 \text{ mm}$ avec une nuance d'acier FeE235.

➤ **Armatures transversales minimales :**

$$\lambda_g = \frac{l_f}{h} = \frac{0,7 \times 4,03}{55} = 5.12$$

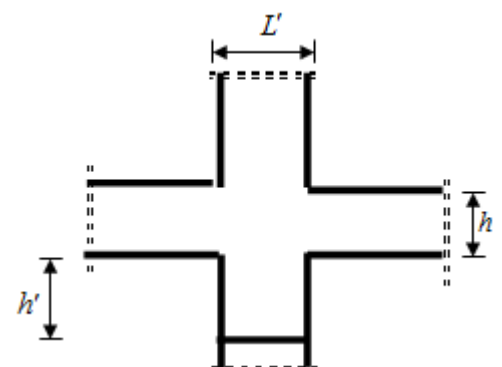
$$3 < \lambda_g < 5 \Rightarrow A_{\min} = 0,55\% \times b \times \delta_t = 0,0055 \times 55 \times 10 = 3,025 \text{ cm}^2$$

Détermination de la zone nodale :

La zone nodale est constituée par les nœuds poteaux-poutres

$$L' = 2 \times h = 110 \text{ cm}$$

$$h' = \max \left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60 \right) = \left(\frac{357}{6}; 40; 65; 60 \right) = 65 \text{ cm}$$



Longueur de recouvrement : $L_r = 40\phi_{\text{Imax}}$

Fig.6.5. La zone nodale.

Remarque :

Les armatures des autres poteaux sont obtenues par le logiciel EXERT BA.

Le ferraillage est résumé dans le tableau suivant

Niveau	Section (cm ²)	A _{cal} [cm ²]	A RPA [cm ²]	Choix des armatures	Longueur de Recouvrement (cm)
Sous sol, RDC, 1,2 et 3eme étage	(55x55)	19.2	24.4	4HA20+8HA16 = 12.57+16.08=28.65	HA20⇒Lr=80cm HA16⇒Lr=64cm
4eme étage	(50x50)	8	20	12HA16 = 24.12 cm ²	HA16⇒Lr=64cm
5 et 6eme étage	(45x45)	7.2	16.2	4HA16+8HA14 = 8.04+12.32=20.36cm ²	HA16⇒Lr=64cm HA14⇒Lr=56cm
7em étage et comble	(40x40)	7.8	12.8	12HA14= 18.48cm ²	HA14⇒Lr=56cm

Tableau 6 9: Ferraillage longitudinal adopté pour les poteaux

- **Schéma de ferraillage des poteaux :**

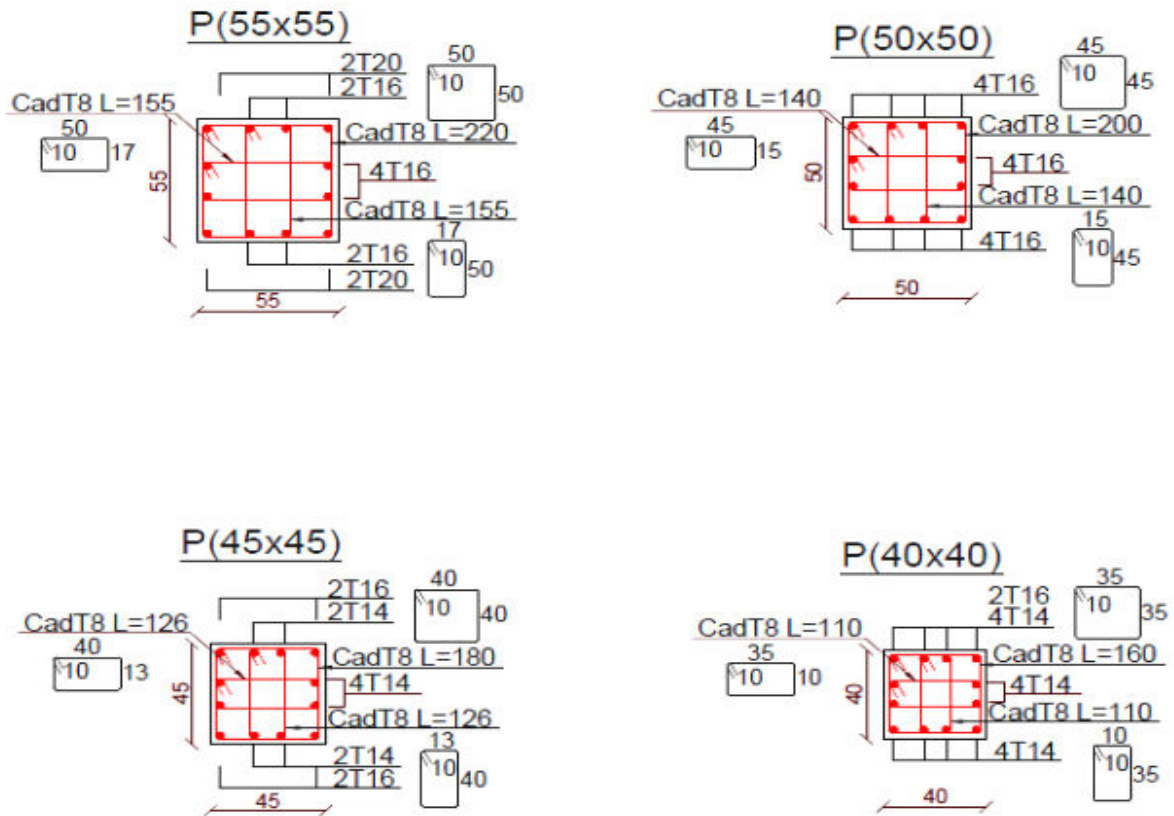


Figure 6. 6: Schéma de ferrailage des poteaux

7.1. Introduction :

Les voiles sont des éléments en béton armé dont la longueur est au moins (04) fois supérieure à la largeur.

Le rôle principal des voiles est de reprendre les efforts horizontaux (séisme, poussée des terres) grâce à leurs rigidités importantes.

Dans notre projet, la structure est contreventée par des voiles dont le but est d'assurer la stabilité et la rigidité de l'ouvrage vis à vis des charges horizontales

7.2. Ferrailage des voiles de contreventement :

Selon l'article **(7.7.4 du RPA 99 version 2003)**, le calcul des voiles se fera exclusivement dans la direction de leur plan moyen en appliquant les règles classiques de béton armé **(DTR-B.C.-2.41 "CBA93 ")** si les conditions suivantes sont satisfaites :

- Satisfaction des conditions de dimensionnement fixées par le **[RPA99version2003/7.7.1]**
- Les voiles de contreventement sont disposées dans deux directions orthogonales.

Pour notre structure, les deux conditions précédentes sont satisfaites, par la suite on devra disposer les ferrailages suivants :

- Des aciers verticaux et ;
- Des aciers horizontaux. **(RPA99/2003/7.7.4)**

Les combinaisons d'action sismique et d'action due aux charges verticales à prendre en considération sont données ci après :

Les réglementations en vigueur BAEL et RPA99/ V2003 exigent les combinaisons ci-contre :

- Etat limite ultime : $1,35 G + 1,5 Q$
- Situation accidentelle : $G + Q \pm E , 0,8 \pm E$
- Etat limite de service : $G + Q$

7.2.1. Les armatures verticales :

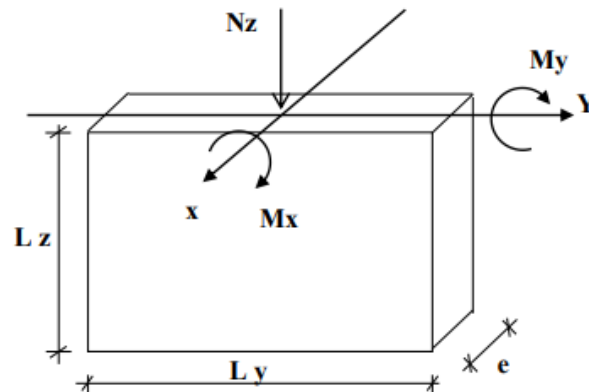


Fig.7.1. Les sollicitations de calcul d'un voile

- Condition du (R.P.A.99version2003 article 7.7.4.1) :

- A chacune des extrémités du voile les armatures verticales doivent être aux moins 4HA10
- En zone courante (section des aciers verticaux parallèles aux parements du voile) :
- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales, l'effort de traction doit être en totalité pris par les armatures, le pourcentage minimum de l'armature verticale sur toute la zone tendue est de 0.20% de la section.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

- Armatures minimales selon le BAEL91:

- Section partiellement comprimée : $A_{min} \geq \max\left(0.23 \times B \times \frac{f_{c28}}{f_e}; 0.005B\right)$
- Section entièrement tendue : $A_{min} \geq \max\left(\frac{N_u}{2\sigma_s}; B \times \frac{f_{c28}}{f_e}; 0.005B\right)$

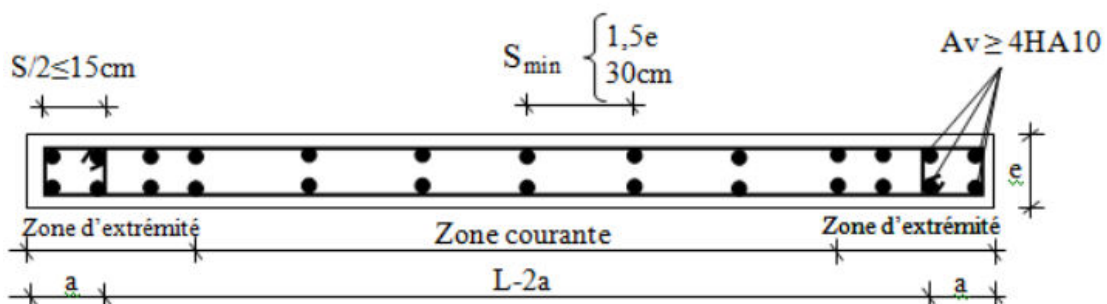


Fig.7.2. Disposition des armatures verticales dans les voiles

- **Espacement des barres verticales :**

L'espace des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S = \min (1,5e ; 30\text{cm}) \longrightarrow$ en zone courante
- A chaque extrémité du voile (l'espace des barres doit être réduit de moitié sur $\frac{L}{10}$ de la largeur du voile
- Cet espace des barres d'extrémité doit être au plus égale à 15 cm).

7.2.2. Les Armatures horizontales :

- **Disposition des armatures :(art .7.7.4.2/R.P. A99version2003)**

- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espace des barres ne doit pas dépasser l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à 90° au niveau de la partie supérieure, toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10ϕ Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.
- Les deux nappes d'armatures doivent être liées avec au moins 4 épingle au mètre carré, dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- 40ϕ pour les barres situées les zones où le changement du signe des efforts sous l'action des différentes combinaisons est possible.
- 20ϕ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action des différentes combinaisons possibles de charges.

7.2.3. Ferrailage des Voiles :

- **Exposé de la méthode**

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes sous les sollicitations favorisant la traction avec les formules suivantes (formule de RDM).

$$\sigma_{min,max} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

$$V : \text{ bras de levier } V = \frac{L_{\text{voile}}}{2}$$

I : l'inertie de voile

- Section partiellement comprimée (SPC) :

Dans ce cas, il existe deux contraintes limites une de compression et une autre de traction, cette dernière est utilisé pour le calcul du ferrailage. L'effort de traction dans la zone tendue est donné par :

$$N_{\mu l} = \frac{\sigma_2}{2} \times L_t \times e$$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_v = \frac{N_{ul}}{\sigma_s}$

Avec : L_t : section d'armatures verticales

e : épaisseur du voile

- Section entièrement comprimée (S.E.C) :

Dans ce cas on a deux contraintes sont de compression, la section du voile est soumise à la compression et comme le béton résiste bien à la compression, la section d'acier sera celle exigée par l'RPA (le ferrailage minimum).

- Section entièrement tendue (S.E.T) :

Dans ce cas on a deux contraintes de traction et la longueur tendue L_t est égale à (L), ainsi que l'effort de traction est égale à :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1 + \sigma_2}{2} \times L_t \times e$$

La section d'acier nécessaire est donnée par : $A_v = \frac{N_u}{\sigma_s}$

- Calcul de L_t (longueur tendue) :

Pour connaître la zone tendue et la zone comprimée, il faut calculer la longueur de la zone tendu :

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L$$

7.2.4. Exemple de calcul5 du RDC :

Dans cette partie, les voiles qu'on a ferrailés se sont les voiles du niveau RDC, on présentera comme exemple de calcul le ferrailage du voile 5 puis on récapitulera dans

Des tableaux le ferrailage des autres voiles

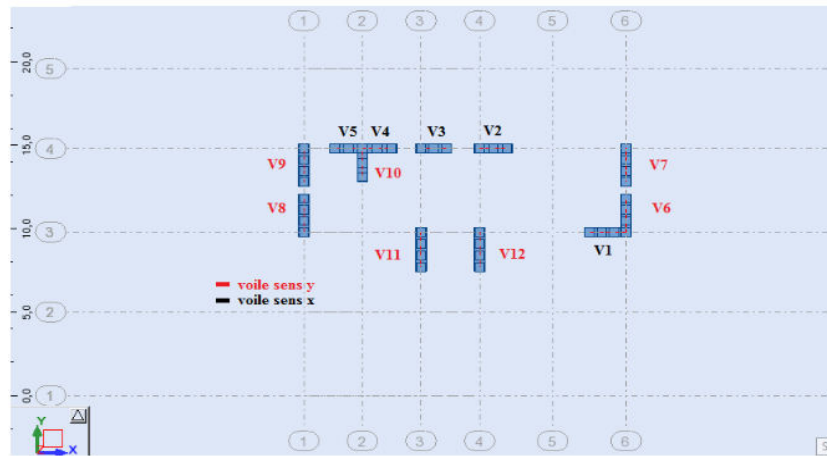


Tableau 7.1: La disposition des voiles au niveau RDC

a-Dimension du voile et la contrainte de calcul :

σ_{bna} (MPa)	e (m)	L (m)	$\Omega = e \times L$ (m^2)	$I = \frac{a \times (L)^3}{12}$ (m^4)	$V = \frac{L}{2}$ (m)
7.17	0.2	2	0.4	0.1333	1

Tableau 7.2: Dimension de calcul pour voile V5 du RDC

Tel que : σ_{bna} : la contrainte du béton non armé calculée à l'aide du logiciel rebot

b- Les sollicitations des différentes combinaisons :

On intégrant les différentes sollicitations calculées à l'aide du logiciel rebot et les formules de la méthode présentée précédemment dans un fichier Excel nous obtenons les résultats les différentes contraintes ainsi que la longueur de calcul.

$$L_t = \frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \times L_t \sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M}{I} \times V \sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M}{I} \times V$$

	NOM	TYPE	N(KN)	M(KN.m)	H(KN)	σ_g (Mpa)	σ_d (Mpa)	L_t
1	ELU	ELU	1028.71	127.56	-142.62	1.62	3.53	1.37
2	G+Q+Vx	ACC	859.7	-250.76	-26.12	4.03	0.27	0.12
3	G+Q+Vx	ACC	643.48	438.03	-183.29	-1.68	4.89	0.51
4	G+Q+Vy	ACC	879.01	330.35	-168.97	-0.28	4.68	0.11
5	G+Q+Vy	ACC	624.16	-143.09	-40.44	2.63	0.49	0.31
6	0.8G+Vx	ACC	634.36	-275.65	1.6	3.65	-0.48	0.23
7	0.8G+Vx	ACC	418.14	413.14	-155.58	-2.05	4.14	0.66
8	0.8G+Vy	ACC	653.67	305.47	-141.26	-0.66	3.93	0.29
9	0.8G+Vy	ACC	398.82	-167.98	-12.73	2.26	-0.26	0.21

Tableau 7.3 : Sollicitations calcul pour le voile 5

Selon le tableau 7.3, Le cas le plus défavorable c'est le cas de la combinaison 0.8G-Vx

⇒ On constate que la section est partiellement comprimée

Donc :

$$N_{ul} = \frac{\sigma_1}{2} \times L_t \times e = \frac{2.05}{2} \times 0.66 \times 0.2 \times 1000 = 135.3KN$$

c-Calcul des armatures verticales :

$$A_v = \frac{N_u}{\sigma_s} = \frac{135.3 \times 10}{348} = 3.89cm^2$$

➤ **Section minimale d'armature verticale :**

Selon RPA (art : 7.7.4.1) :

Pour les zones tendues :

$$A_{min} = 0.2\% \times e \times L_t = 0.02 \times 20 \times 66 = 2.64cm^2$$

Pour les zones courantes :

$$A_{min} = 0.2\% \times e \times (L - L_t) = 0.02 \times 20 \times 134 = 5.36cm^2$$

➤ **Selon le BAEL :**

$$A_{min} \geq \max\left(0.23 \times B \times \frac{f_{c28}}{f_e}\right)$$

$$A_{min} \geq 5.55cm^2$$

$$A_{adopt} = \max(A_{cal}; A_{RPa}; A_{BAEL}) = 3.89cm^2$$

➤ Espacement :

La longueur minimale : (Article 7.7.4.3 du RPA99V2003)

$$\text{Zone d'about} : \frac{L}{10} = \frac{200}{10} = 20cm$$

⇒ avec : St =10cm

Zone courante : L = (200 – 2(20)) = 160cm

⇒ avec : St = 20 cm

➤ **Conclusion :**

Alors il faut assurée que la section d'acier sur la longueur 0. 66m supérieure ou égale à 3.89cm².

Dan le tableau suivant on récapitulera les sections d'armatures verticales dans calculées à partir les sollicitations les plus défavorables :

	Voile s	L(m)	N (KN)	M (KN.m)	H (KN)	σg (Mpa)	σd (Mpa)	Lt (m)	Nu (KN)	A _v cm ²
V X	V1	2	271.99	-266.79	28.22	2.68	-1.32	0.66	87.12	2.5
	V2	1.5	119,39	-177.85	29	2.77	-1.97	0.62	122.14	3,51
	V3	1.4	121,39	-152.28	26.12	2.76	-1.90	0.57	108.3	3.11
	V4	1.6	-166,74	-214.65	-0.98	1.99	-3.04	0.97	294.38	8.47
	V5	2	-123,57	167.07	0.42	-1.56	0.94	0.57	195	5.6
Vy	V6	2	418,14	413.14	-155.58	-2.05	4.14	0.97	135.3	3.89
	V7	2	137,15	388.58	-96.82	-2.57	3.26	1.25	226.16	6.5
	V8	2	457,56	448.8	-161.62	-2.22	4.51	0.66	146.52	4.21
	V9	2	768,3	400.74	-75.79	-1.08	4.93	0.36	38.88	1.12
	V10	1.7	176,67	187.62	-7.53	-1.43	2.47	0.62	88.66	2.55
	V11	2.1	1418,67	321.58	-63.15	1.19	5.57	1.73	0	0
	V12	2.1	1240.08	286.05	-54.58	1.01	4.90	1.74	0	0

Tableau 7.4: Sollicitation de calcul et section de ferrailage vertical dans les zones tendues

d-Armature horizontale

Exemple de calcul :

- D'après le BAEL91 : $A_H = \frac{A_v}{4} = \frac{27.12}{4} = 6.78 \text{ cm}^2$
- D'après le RPA 99 : $A_H = 0.15 \times L \times e = 6 \text{ cm}^2$

Soit 5HA10/ml de hauteur pour chaque nappe avec $St=20\text{cm}$ **e-Armature transversale :**

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par quatre (4) épingles au mètre carré, soit : 4HA8

f-Les vérifications :

- Vérification de contrainte de cisaillement « voile V6 »:
- Selon le RPA :

La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée selon le RPA99 (art 7.7.2)]à :

$$\bar{\tau} = 0.2f_{c28} = 5 \text{ MPa}$$

D'après les résultats obtenues des analyses on a $V_{\max} = 142.62 \text{ KN}$

$$\tau = \frac{1.4 \times 142.62 \times 10^3}{0.20 \times 1.8} = 0.55 \text{ MPa}$$

Donc: $\tau = 0.55 \text{ MPa} \leq 5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$

- Selon le BAEL :

On doit vérifier que : $T_u \leq \bar{T}_u$

$$T_u = \frac{V_u}{b \times d} \text{ Avec } T_u: \text{ contrainte de cisaillement}$$

On a aussi : $\bar{T}_u = \min(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa})$

$$T_u = \frac{142.62 \times 10^3}{0.20 \times 1.8} = 0.39 \text{ MPa}$$

Donc: $T_u = 0.39 \leq \bar{T}_u = 2.5 \text{ MPa} \Rightarrow \text{C.V}$

- Vérification à L'ELS :

$$\sigma_b = \frac{N}{B + 15A} \leq 0.6f_{c28}$$

On $N_s = 695.05 \text{ KN}$ donc : $\sigma_b = \frac{695.03 \times 10^3}{2000 \times 200 + 15 \times 27.12 \times 10^2} = 1.58 \text{ MPa} \leq 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

- Schéma de ferrailage de voile 5

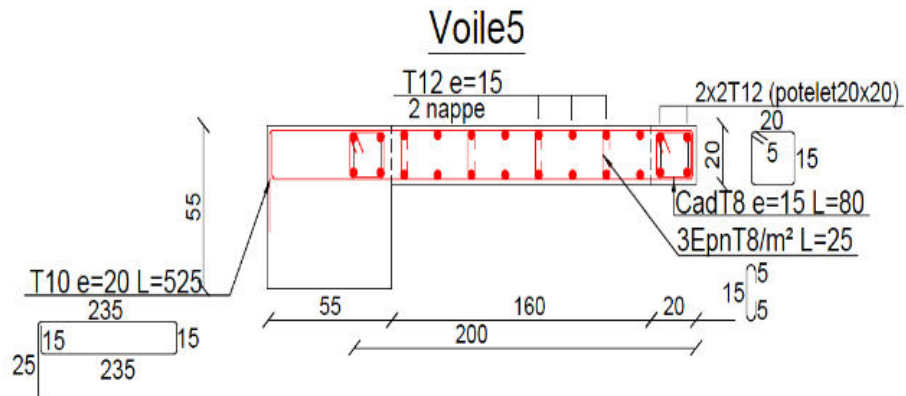


Figure 7.3 : Schéma de ferrailage du voile 5

8.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service. De plus, des considérations d'ordre économique, esthétique et d'impact sur l'environnement sont à respecter. L'ingénieur des structures est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et doit opérer des choix concernant le :

- Taux de travail sur le sol
- Genre de structure (souple, rigide)
- Type de fondations

8.1.2. Classification des fondations :**1- Fondations superficielles :**

- Semelles isolées.
- Semelles filantes.
- Semelles générales.

2- Fondations profondes :

- Semelles sur puits.
- Semelles sur pieux.

8.1.3 Choix et type de fondations :

Le choix de la fondation doit satisfaire les -critères suivants :

- La stabilité de l'ouvrage (rigide)
- La facilité d'exécution (coffrage)
- L'économie (ferraillage)

•Etude de sol :

La valeur de la contrainte du sol est donnée soit par l'expérience, en raison de la connaissance que l'on peut avoir du terrain sur lequel des ouvrages sont déjà été réalisés, soit à partir des résultats de sondage. Une étude préalable du sol à donnée la valeur 1.7bars pour la contrainte admissible du sol (σ_{sol}) pour une profondeur de 1.8 m.

8.2. Calcul des semelles isolées :

8.2.1. Pré dimensionnement :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal NS max qui est obtenue à la base du poteau le plus sollicité.

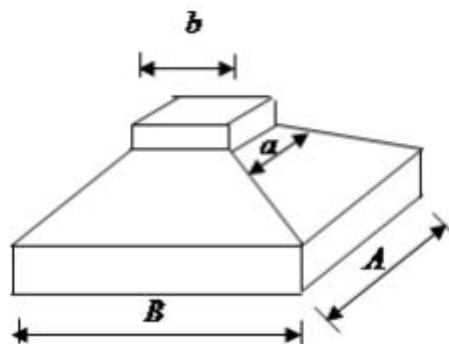


Fig.8.1. Semelle isolée

•La condition d'Homothétie des dimensions :

$$N_{ser} = 2041.94\text{KN}$$

$$\text{Avec : } \bar{\sigma}_{sol} = 1.7 \text{ bars}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \frac{N_{ser}}{A \times B} \leq \bar{\sigma}_{sol} \\ \frac{A}{B} = \frac{a}{b} \end{array} \right. \rightarrow \left\{ \begin{array}{l} A \times B \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{sol}} \\ A = \left(\frac{a}{b}\right) \times B \end{array} \right.$$

Application numérique :

On a :

$$a = 20 \text{ cm} \quad ; \quad b = 20 \text{ cm}$$

$$A = \left(\frac{20}{20}\right) \times B$$

$$B \geq \sqrt{\frac{a N_{ser}}{b \bar{\sigma}_{sol}}} = \sqrt{\frac{20}{20} x \frac{147779}{1.7}} = 294.84 \text{ cm}$$

On prend:

$$B = 300 \text{ cm} \rightarrow A = 300 \text{ cm}$$

8.3. Calcul des semelles filantes :

La surface de la semelle sera déterminée en vérifiant la condition :

$$\frac{N}{S_{semelle}} \leq \bar{\sigma}_{sol} \rightarrow S_s \geq \frac{N}{\bar{\sigma}_{sol}} \rightarrow S_s \geq \frac{\sum N_i}{\bar{\sigma}_{sol}}$$

$$N = \sum(N1+N2+N3+N4+N5+N7+N8+N9)$$

$$N = 482.29 + 886.29 + 646.23 + 604.44 + 588.94 + 819.34 + 918.18 + 1941.45 + 838.09$$

$$\sum N_i = 7725.7 \text{ KN}$$

$$S_s \geq \frac{7725.7}{170} \rightarrow S_s \geq 46 \text{ m}^2$$

$$S_s = B \times L$$

B : Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée

$$B \geq \frac{N}{L \times \bar{\sigma}_{sol}}$$

$$B \geq \frac{7725.7}{20 \times 170} = 2.3 \text{ m}$$

On prend : B=2.6m

Remarque :

Si on calcul aussi la surface de toutes les semelles on aura une surface qui dépassera 50 % la surface de la surface d'emprise du bâtiment

Conclusion

Les dimensions des semelles est trop grande par rapport à la distance existante entre les axes de deux portiques parallèles ainsi que la surface totale des semelles dépasse 50% de la surface de l'emprise du bâtiment ce qui induit le chevauchement de ces semelles, et qui nous mène à envisager un radier générale comme fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont:

- L'augmentation de la surface de la semelle (fondation) minimise la pression exercée par la structure sur le sol.

- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

8.4. Calcul d'un radier général :

8.4.1. Introduction :

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction.

Cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée ; dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur.

Dans notre cas, on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique).

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

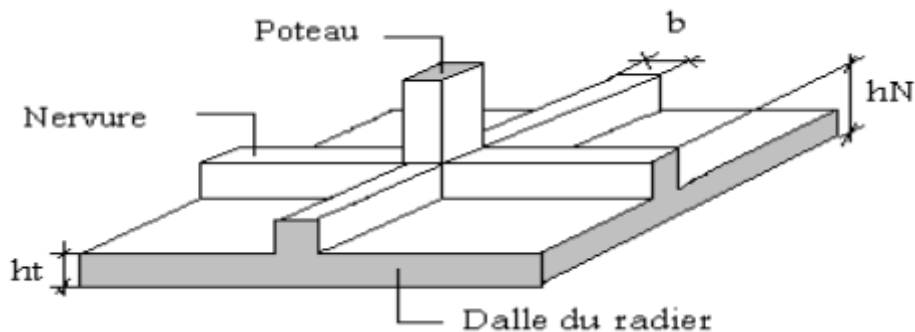


Fig.8.2. Schéma d'un radier.

Il sera calculé à la flexion simple sur les combinaisons d'action suivantes :

- **L'état limite ultime de résistance :**

$$\text{ELU} \quad \rightarrow \quad 1,35G + 1,5Q$$

- **L'état limite de service :**

$$\text{ELS} \quad \rightarrow \quad G + Q$$

8.4.2. Pré dimensionnement du radier:

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

1-Condition forfaitaire :

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_t \leq \frac{L_{\max}}{5}$$

Avec :

L_{max} : Longueur maximale entre les axes des poteaux

$$L_{max} = 5m$$

$$\frac{500}{8} \leq h_r \leq \frac{500}{5} \rightarrow 62.5cm \leq h_r \leq 100cm \text{ soit } h_r = 80cm$$

La valeur de l'épaisseur du radier $h_r = 80cm$

2. Condition de coffrage :

Pour la nervure :

La hauteur de la poutre et donnée par la formule suivante :

$$h_p \geq \frac{L_{max}}{10} = 50cm \Rightarrow h_p \geq 50cm$$

Soit $h_p = 80cm$

$$b_p \geq \frac{h_p}{2} = \frac{80}{2} = 40 \Rightarrow b_p \geq 40cm$$

Pour la dalle :

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{20} \Rightarrow h_t \geq 25cm$$

Soit $h_t = 50cm$

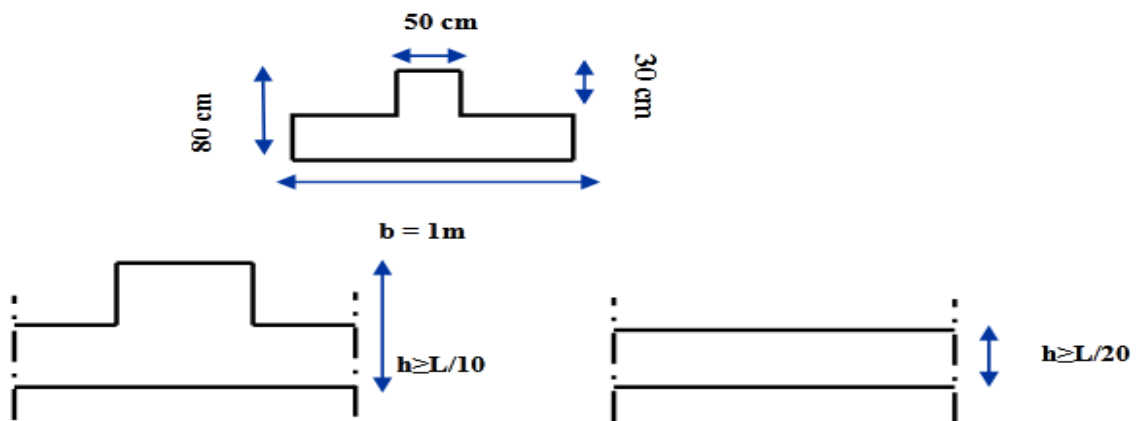


Fig.8.3.Dimensions du radier.

3. Condition de cisaillement :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \min (0,15f_{c28} ; 4Mpa) = 3,75Mpa$$

Avec :

$$T_u = \frac{qL}{2} ; q = \frac{N_u \times 1m}{S_{rad}}$$

$$N_U = 69568.31 \text{ KN}$$

$$L = 500 \text{ m}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

On ajoute au radier un débord minimal de largeur D =0.5m de chaque côté.

D'où :

$$S_{radier} = S_{batiment} + 2d (L_x + L_y)$$

$$S_{radier} = 320 + 2 \times 0.5 \times (18+20) = 358 \text{ m}^2$$

Donc la surface totale du radier est de **358 m²**

L'épaisseur du radier sera déterminée en fonction d la contrainte de cisaillement du radier.

D'après le règlement **CBA93 (Art. A.5.1)**.

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq 0.07 f_{c28} / \gamma_b \dots \dots \dots \text{BAEL91page (357)}$$

Avec :

V_u : valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis l'ELU

b : désigne la largeur

L_{max} : La plus grande portée de la dalle = 5 m.

$$\gamma_b = 1.5 ; \quad d = 0.9hb = 1m$$

$$\begin{cases} \tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \\ V_u = q \cdot L_{max} \\ q = \frac{N}{S_{radier}} \end{cases}$$

Donc:

$$V_u = \frac{q_u \times L_{max}}{2} = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2}$$

$$\Rightarrow \tau_u = \frac{N_u}{S_{rad}} \times \frac{L_{max}}{2} \times \frac{1}{b \times 0.9 \times h} \leq \frac{0.07 \cdot f_{c28}}{\gamma_b} \Rightarrow h \geq \frac{N_u \times L_{max} \times \gamma_b}{0.9 \times 2S \times 0.07 f_{c28}}$$

$$h \geq \frac{69568.31 \times 5 \times 1.5}{0.9 \times 2 \times 358 \times 0.07 \times 25 \times 1000} = 0.4626m = 46.26cm$$

8.4.2.2. La nervure:

1- Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bk}}$$

- ⇒ **I** : Inertie de la section transversale du radier $\left(\frac{bh^3}{12}\right)$
- ⇒ **E** : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=32164.2\text{MPa}$)
- ⇒ **b** : Largeur de la semelle ($b=5,65\text{m}$)
- ⇒ **K** : Coefficient de raideur du sol ($(K=40\text{MN/m}^3= 40000 \text{ KN/m}^3)$)

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- ⇒ **K** = $0,5 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow$ pour un très mauvais sol.
- ⇒ **K** = $4\text{kg/cm}^3 \rightarrow$ pour un sol de densité moyenne.
- ⇒ **K** = $12 \text{ kg/cm}^3 \rightarrow$ pour un très bon sol.

Nous avons un sol de densité moyenne $\rightarrow K = 4 \text{ kg/cm}^3$

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \quad \rightarrow \quad \text{Ce qui nous donne : } h \geq \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2L}{\pi}\right)^4}$$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 4}{32,1 \times 10^4} \left(\frac{2 \times 500}{\pi}\right)^4} \quad \rightarrow \quad h \geq 0,72 \text{ m}$$

On prend $h_r = 1 \text{ m}$

2- Condition de la flèche :

La hauteur des nervures se calcule par la formule qui suit :

$$\Rightarrow \frac{L_{max}}{15} < h_2 < \frac{L_{max}}{10}$$

$$\frac{500}{15} < h_2 < \frac{500}{10}$$

$$\Rightarrow 33.33 < h_2 < 50$$

On prend $h_2 = 50 \text{ cm}$

3- Condition de non poinçonnement :

Le poinçonnement se fait expulsion d'un bloc de béton de forme tronconique à 45°, La vérification se fait par la formule suivante ; (Art A.5.2.4) CBA93.

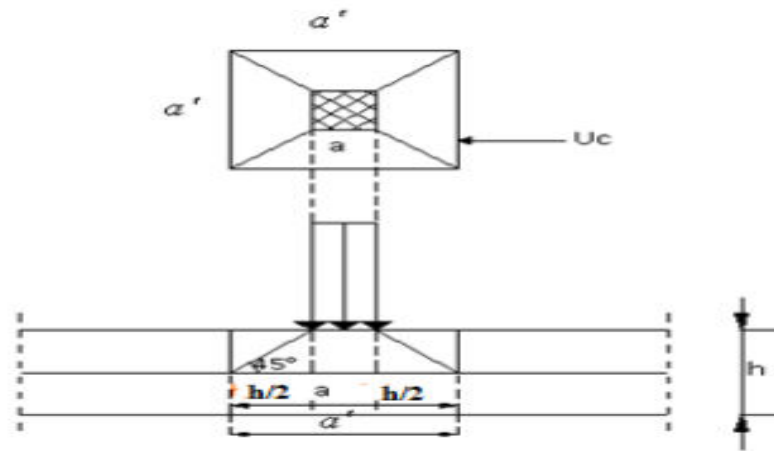


Fig.8.4. Schéma de transmission des charges

Il faut que :

$$N_U \leq 0,045 \cdot U_C \cdot h \cdot f_{c28} / \gamma_b \quad (1)$$

Sous poteau

Avec :

⇒ U_C : Périmètre du contour cisailé sur le plan moyen du radier

⇒ h : Epaisseur du radier

⇒ a : 55cm

$$U_C = 4x (a + h)$$

$$U_C = 4x (0.55 + 0.80)$$

$$U_C = 5.5 \text{ m}$$

$$N_U \leq 0,045 \times 5.4 \times 0.80 \times 25 \times 1000 / 1.5$$

⇒ N_U : charge maximale appliquée par les poteaux sur le radier, calculée à l'ELU

$N_U = 2041.94 \text{ KN}$ appliquée sur un poteau de section rectangulaire de dimensions

$$N_U = 2041.94 \text{ KN} \leq 3240 \text{ KN}$$

⇒ condition vérifiée pour les poteaux

Sous voile

On prendra pour la vérification le voile le plus sollicité de longueur $L = 2.1 \text{ m}$.

$$N_u = 2092.16 \text{ KN}$$

$$b = 1 \text{ m}$$

$$e = 0.15 \text{ m}$$

Ce qui donne un effort normale pour une mètre linéaire égal à :

$$N_u = 2092.16/2 = 146.08 \text{ KN/ml}$$

$$\mu_c = 2(e + b + 2h)$$

$$\mu_c = 2(0.15 + 1 + 2 \times 0.8) = 5.5 \text{ m}$$

$$N_U \leq 0,045 \times 5.5 \times 0.80 \times 25 \times 1000 / 1.5$$

$$N_U = 1046.08 \text{ KN} \leq 3300 \text{ KN}$$

⇒ condition vérifiée pour les poteaux

8.4.3. Détermination des sollicitations :

1- Caractéristiques du radier :

-1 : Moment d'inertie :

$$\begin{cases} I_{xx} = \frac{bh^3}{12} \\ I_{yy} = \frac{hb^3}{12} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} I_{xx} = 76514.87 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 88340.61 \text{ m}^4 \end{cases}$$

-2 : Centre de gravité du radier :

$$\begin{cases} X_G = |\mathbf{Xs} - \mathbf{Xr}| = 0.15 \text{ m} \\ Y_G = |\mathbf{Ys} - \mathbf{Yr}| = 0.70 \text{ m} \end{cases}$$

-3 : L'excentricité :

$$\begin{cases} e_x = 7.9 \text{ m} \\ e_y = 9.23 \text{ m} \end{cases}$$

2- Calcul du poids du radier :

On a :

- Poids total de la structure $G_{tot} \text{ structure} = 35810.98 \text{ KN}$

- La charge d'exploitation $Q=7187.49\text{KN}$

- Poids du radier :

$$G_{radi} = G \text{ (dalle)} + G \text{ (nervure)}$$

$$= (S_{rad} \times h \times 25) + (b \times h \times 25 \times \sum (LX+LY))$$

$$= (358 \times 0.5 \times 25) + (0.5 \times 0.80 \times 25 \times 189.2) = 6367\text{KN}$$

-Poids du remblai :

$$G \text{ remblai} = P \text{ bâtiment} \times h_v \times d \times 20 = 76 \times 1.8 \times 0.5 \times 20$$

$$G \text{ remblai} = 1368\text{KN}$$

$$\Rightarrow G_{tot} = G_{tot} \text{ structure} + G \text{ radier} + G \text{ remblai} = 43545.98\text{KN}$$

3- Surcharges d'exploitation : QR

$$Q_r = 5 \times S_{rad}$$

$$Q_r = 5 \times 358$$

$$Q_r = 1790 \text{ KN}$$

4-Vérification des contraintes sous radier

$$\sigma_{1.2} = \frac{N}{S} \pm \frac{M}{I} \cdot v$$

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 3$$

$\sigma_{1.2}$: Contraintes du sol sous la structure (sous le radie)

Le radier est sollicité par les efforts suivants :

- N : Effort normal du au charges verticales
- M : Moment d'excentricité due aux charges verticales $M=Nxe$

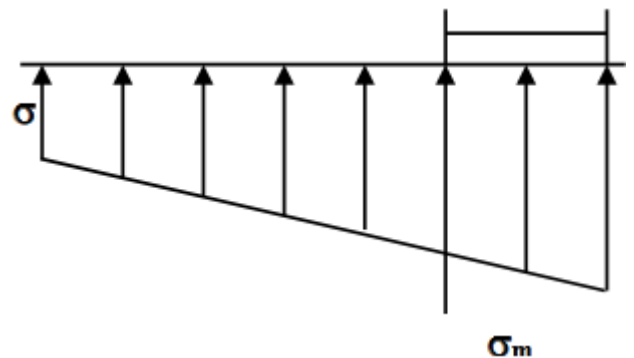


Figure 8 5 :Diagramme des contraintes

1-E.L.U:

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_U}{S_r} \pm \frac{M_U}{I_r} \cdot V$$

$$N_U = 69568.31 \text{ KN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 1.7 \text{ bars}$$

$$M_U = 10435.25 \text{ KN.m}$$

$$I = 76514.89 \text{ m}^4$$

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{adm}^U = 1,5\bar{\sigma}_{sol} = 2.55 \text{ bars}$$

$$1.3\sigma_{adm} = 2.21 \text{ bar}$$

Sens x-x :

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{69568.31}{358} \pm \frac{10435.25}{28622,52} \times 7.95 \right]$$

$$\sigma_1 = 195.41 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_2 = 193.24 \text{ KN /m}^2$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 194.8675 \text{ KN /m}^2 = 1.94 \text{ bar}$$

Sens y-y :

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{69568.31}{358} \pm \frac{48697.82}{17200} \times 9.23 \right]$$

$$\sigma_1 = 199.41 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_2 = 189.24 \text{ KN /m}^2$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 196.8675 \text{ KN /m}^2 = 1.96 \text{ bar}$$

2-E.L.S :

$$\bar{\sigma}_{adm} = \bar{\sigma}_{adm}^S = \bar{\sigma}_{sol} = 2 \text{ bars}$$

$$1.3\sigma_{adm} = 2.21 \text{ bar}$$

$$\sigma_{1.2} = \frac{N_S}{S_r} \pm \frac{M_S}{I_r} \cdot V$$

$$N_S = 51363.47 \text{ KN}$$

Sensx-x:

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{51363.47}{358} \pm \frac{7704.52}{76514.87} \times 7.95 \right]$$

$$\sigma_1 = 144.27 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_2 = 142.67 \text{ KN /m}^2$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 143.87 \text{ KN /m}^2 = 1.43 \text{ bar}$$

Sens v-v:

$$\sigma_{1.2} = \left[\frac{69568.34}{358} \pm \frac{35954.43}{88340.61} \times 9.23 \right]$$

$$\sigma_1 = 147.23 \text{ KN /m}^2$$

$$\sigma_2 = 139.72 \text{ KN /m}^2$$

La contrainte moyenne :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} = 145.3525 \text{ KN /m}^2 = 1.45 \text{ bar}$$

Resultants:

/	ELU	ELS	ELU	ELS
	Sens X-X	Sens Y-Y	Sens X-X	Sens Y-Y
N	69568,31	69568,32	51363,47	51363,47
e	0,15	0,7	0,15	0,70
S	358	358	358	358
M	10435,25	48697,82	7704,52	35954,43
V	7,95	9,23	7,95	9,23
I	76514,87	88340,61	76514,87	88340,61
σ_1 (KN / m ²)	195,41	199,41	144,27	147,23
σ_2 (KN/m ²)	193,24	189,24	142,67	139,72
σ_{moy} (KN/m ²)	194.8675	196.8675	143.87	145.3525
1.3 σ_{adm} (KN/m ²)	221	221	221	221
vérification	C.V	C.V	C.V	C.V

Tab.8.1. Tableau de Vérifications des contraintes

5-Vérification vis-à-vis de l'effort de soulèvement

On doit vérifier que sous pression hydrostatique le bâtiment ne soulève pas :

$$W \geq F_s \cdot S \cdot \gamma \cdot Z$$

Avec :

$$W = W_{tot} \text{ structure} + W \text{ radier} + W_{remblai}$$

W : Poids total du bâtiment à la base du radier

F_s : Coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement
(F_s=1,5)

S : Surface du radier

Z : L'ancrage profondeur de l'infrastructure(h=5.03m)

γ : Poids volumique de l'eau (1t/m³= 10KN/m³)



Fig.8.6. Ancrage de la structure.

$$W = W_{radier} + W_{structure} + W_{remblai}$$

$$W_{radier} : 6367 \text{KN}$$

$$W_{remblai} = 1368 \text{KN}$$

$$W_{structure} = 35810.98 \text{KN}$$

$$\Rightarrow W_{tot} = 4354.598 \text{t} = 43545.98 \text{KN}$$

$$F_s \times S \cdot \gamma \cdot Z = 1,5 \times 358 \times 1 \times 5.03 = 2701.11 \text{ t}$$

$$W = 4354.598 \text{t} > 2701.11 \text{ t} \rightarrow \text{Condition vérifié}$$

8.4.4. Ferrailage du radier :

8.4.4.1. Ferrailage de la dalle :

Concernant les dalles rectangulaires librement appuyés sur leurs contours, nous distinguons deux cas :

$$0 < \alpha < 0.4 \Rightarrow \text{la dalle porte sur un sens}$$

$$0 < \alpha < 1 \Rightarrow \text{la dalles porte sur deux sens}$$

a- Détermination des efforts :

$$\begin{cases} L_x = 4 \text{ m} \\ L_y = 5 \text{ m} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{4}{5} = 0.8 \quad 0 < \alpha < 1 \rightarrow \text{La dalle porte dans deux directions.}$$

$$M_x = \mu_x \cdot q \cdot L_x^2 \rightarrow \text{Suivant la direction } L_x$$

$$M_y = \mu_y \cdot M_x \rightarrow \text{Suivant la direction } L_y$$

À L'ELU: ($\nu=0$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0565 \\ \mu_y = 0.595 \end{cases}$$

Sens x-x :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2 = 177.96 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 151.26 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 88.98 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_y = \mu_y \times q_u \times L_y^2 = 105.88 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 89.99 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 52.94 \text{KN.m}$$

À L'ELS : ($\nu=0.2$)

$$\Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0632 \\ \mu_y = 0.710 \end{cases}$$

Sens x-x :

$$M_x = \mu_x \times q_{ser} \times L_x^2 = 146.97 \text{KN.m}$$

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x = 124.92 \text{KN.m}$$

$$M_{ax} = 0.5 \times M_x = 73.48 \text{KN.m}$$

Sens y-y :

$$M_y = \mu_y \times M_x = 104.34 \text{KN.m}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y = 88.68 \text{KN.m}$$

$$M_{ay} = 0.5 \times M_y = 52.17 \text{KN.m}$$

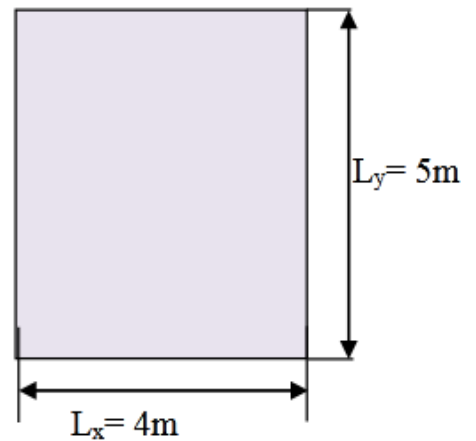


Figure 8.7 : Dimension du panneau choisi.

	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	M_x (KN.m)	M_y (KN.m)
E.L.U	4	5	0.80	0.0565	0.595	177.96	105.88
E.L.S	4	5	0.80	0.0632	0.710	146.97	104.34

Tab.8.2. Tableau des moments fléchissant des panneaux

Combinaison	Sens X-X		Sens Y-Y	
	E.L.U	E.L.S	E.L.U	E.L.S
M_a (KN.m)	88.98	73.48	52.94	52.17
M_t (KN.m)	151.26	124.92	89.99	88.68

Figure 8.3. Tableau des moments fléchissant en appuis et en travées

• **Pourcentage minimale :**

Suivant le petit coté : $A_y min \geq 8h = 8 \times 0.5 = 4cm^2$

Suivant le grand coté : $A_x min \geq 8h[(3 - \alpha)/2] = 4.4cm^2$BAEL 91 Page (359)

• **Condition de non fragilité :**

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.43cm^2$$

→ **Espacement maximal :**

$$S_{tx} \leq \min(33cm; 3hr) \Rightarrow S_{tx} = 20cm$$

..... BAEL 91 Page (360) $S_{ty} \leq \min(45cm; 4hr) \Rightarrow S_{ty} = 30cm$

b- Calcul des armatures à L'ELU :

sens x-x

A-en travée:

• **Etat limite ultime E.L.U :** $M_{tx}^U = 151.26$ KN

•Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{151.26 \times 10^3}{14.2 \times 100 \times 45^2} =$$

$$\mu = 0.053 < \mu_L = 0,186$$

$$\Rightarrow \text{ÁN' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0.068$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0.973$$

•Détermination des armatures :

$$A_{tx}^u = \frac{M_{tx}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{151.26 \times 10^3}{348 \times 0.973 \times 45} = 9.92 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

•Condition de non fragilité :

$$\text{Pour la dalle : } A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \cdot 100 \cdot 45 \cdot \frac{2.1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$A_t^u = \max(A_{\text{cal}}; A_{\min}) \Rightarrow A_t^u = 9.92 \text{ cm}^2$$

•Choix des armatures :

$$8T16 \longrightarrow A = 25,13 \text{ cm}^2$$

$$(T16 \longrightarrow e = 12\text{cm})$$

B-En appuis :

$$\text{Etat limite ultime (E.L.U) : } M_{ax}^u = 88,89$$

$$\mu = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_b \times b \times d_x^2} = \frac{88,89}{14.2 \times 100 \times 45^2} = 0,031$$

$$\mu = 0.061 < \mu_L = 0,392$$

$$\Rightarrow \text{Á N' existe pas et ; } 1000\varepsilon_s > 1000\varepsilon_l \Rightarrow \sigma_s = \frac{f_e}{\delta_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,039$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,9844$$

•Détermination des armatures :

$$A_{ax}^u = \frac{M_{ax}^u}{\sigma_s \times \beta \times d_x} = \frac{88,89}{348 \times 0,9844 \times 45} = 5,77 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

•Choix des armatures :

7T16 → A= 16,08 cm²/ml

(T16 → e=14 cm)

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mu(KN.m)	151.26	88.89	89.99	52.94
μ	0.053	0.031	0.031	0.018
α	Pivot A	Pivot A	Pivot A	Pivot A
z	0.438	0.443	0.443	0.446
A_{cat} (cm ² /ml)	9.92	5.77	5.84	3.41
A_{min} min (cm ² /ml)	4	4.4	4	4.4
A min (non fragilité)	5.43	5.43	5.43	5.43
choix des barres/ml	8T16	7T16	7T16	7T16
A adopté	16.08	14.07	14.07	14.07
Espacement (cm)	12	14	14	14

Tableau 8.4: Le ferrailage à l'ELU

8.4.4.2Vérification des contraintes de compression dans le béton

-Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.06 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

-Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_b = K \cdot Y$ Et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Avec : n=15

•Choix des armatures :

Sens X-X

En appui

5T16 → A= 14.07cm²/ml

(T16 → e=20 cm)

Etat limite de service (E.L.S) : $M_{ax}^{ser} = 73.48 \text{ kN. m}$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 14.07}{100} = 2.1105 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 45 \times 2.1105 = 189.945 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.1105 + \sqrt{2.1105^2 + 189.945} = 11.83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11.83^3}{3} + 15 \times 14.07 \times (45 - 8,13)^2 = 287394 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{73.48}{287394} = 25.56 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 25.56 \times (45 - 11.83) = 127 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 202 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow \text{le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pour l'ELS}$$

En travée

Choix des armatures :

$$5T16 \longrightarrow A = 16.08 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$(T16 \longrightarrow e = 20 \text{ cm})$$

Etat limite de service (E.L.S) : $M_{tx}^{ser} = 124.92 \text{ kN.m}$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 16.08}{100} = 2.412 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 45 \times 2.412 = 217.08 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.412 + \sqrt{2.412^2 + 217.08} = 12.51 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 12.51^3}{3} + 15 \times 16.08 \times (45 - 12.51)^2 = 319871 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{77620}{90015,52} = 39.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4.88 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 39.05 \times 10^{-2} \times (45 - 12.51) = 190 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 202 \text{ MPa}$$

$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \end{array} \right\} \Rightarrow$ le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pour l'ELS

Résultat

Sens x-x

Zone	Mser KNm	As cm ²	I cm ⁴	y cm	K MPa	σ_b MPa	$\bar{\sigma}_b$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	con diti on
Appui	73.48	14.07	28739 4	11.8 3	25.5 6	3.02	15	127	202	C.V
travée	124.92	16.08	31987 1	12.5 1	39.0 5	4.88	15	190	202	C.V

Tableau : 8.5Vérification des contraintes (sens X-X)

Sens y-y

Etat limite de service (E.L.S) :

En appui : $M_{ay}^{ser} = 52.17 \text{ kN.m}$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 14.07}{100} = 2.1105 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 45 \times 2.1105 = 189.945 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.1105 + \sqrt{2.1105^2 + 189.945} = 11.83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11.83^3}{3} + 15 \times 14.07 \times (45 - 11.83)^2 = 287394 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ay}^{ser}}{I} = \frac{52.17}{287394} = 18.15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2.15 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 18.15 \times (45 - 11.83) = 90.3 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 202 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$ } ==> le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pour l'ELS

En travée

$$M_{ty}^{ser} = 89.99 \text{ kN.m}$$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 14.07}{100} = 2.1105 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 45 \times 2.1105 = 189.945 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -2.1105 + \sqrt{2.1105^2 + 189.945} = 11.83 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 11.83^3}{3} + 15 \times 14.07 \times (45 - 11.83)^2 = 287394 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ty}^{ser}}{I} = \frac{89.99}{287394} = 31.31 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 3.70 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 31.31 \times (45 - 11.83) = 155 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 202 \text{ MPa}$$

$\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa}$
 $\sigma_s < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa}$ } ==> le ferrailage calculé à l'ELU ne convient pour l'ELS

Résultat

Zone	Msr KN.m	As cm ²	I cm ⁴	y cm	K MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Condit ion
Appui	52.17	14.07	287394	11.38	18.15	2.15	15	90.3	202	C.V
travée	89.99	14.07	287394	11.83	31.31	3.70	15	155	202	C.V

Tableau 8.6 : Vérification des contraintes (sens Y-Y)

8.5 Débord

Le débord est assimilé à une console soumise à une charge uniformément répartie .Le calcul se fera pour une bande de 1 mètre de longueur.

Ferraillage de débord :

$$b = 1m.$$

$$h = 50cm$$

$$d = 45cm$$

$$L = 0.5m$$

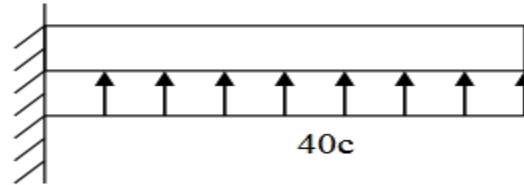


Figure.8.8: Schéma statique du débord

$$q_u = 196.86KN = KN/m^2 \times 1ml q_{ser} = 145.35KN/m^2 \times 1ml$$

$$f_{bu} = 14.2MPa$$

•Calcul les armatures

Calcul à L'ELU :

$$M_u = \frac{q_u L^2}{2} = 24.60KN.m$$

$$\mu = \frac{M_u}{b \times d^2 \times f_{bu}} \Rightarrow \mu = \frac{24.60 \times 10^3}{1 \times 0.45^2 \times 14.2} = 0.0085 < \mu_l = 0.186 \Rightarrow \text{donc } A'_s = 0 \text{ N'existepas}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.0106$$

$$A = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} = \frac{24.60 \times 10^3}{0.995 \times 45 \times 348} = 1.57cm^2$$

1- Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e} = 5.43cm^2$$

$$D'où : A_s = \text{Max}(A_{min} ; A_u) = 5.43cm^2$$

Donc on choisit : T16= 10.05 cm²

2- Vérification au cisaillement

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0.05f_{c28}$$

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

$b = 1m$

$d = 0.9h_r = 0.45m$

$$V_u = \frac{q_u.L}{2} = 49.21KN$$

$$\tau_u = 0.109MPa$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u \Rightarrow 0.122 < 1.25 \Rightarrow$ Condition vérifiée.

8.6 Schéma de ferrailage

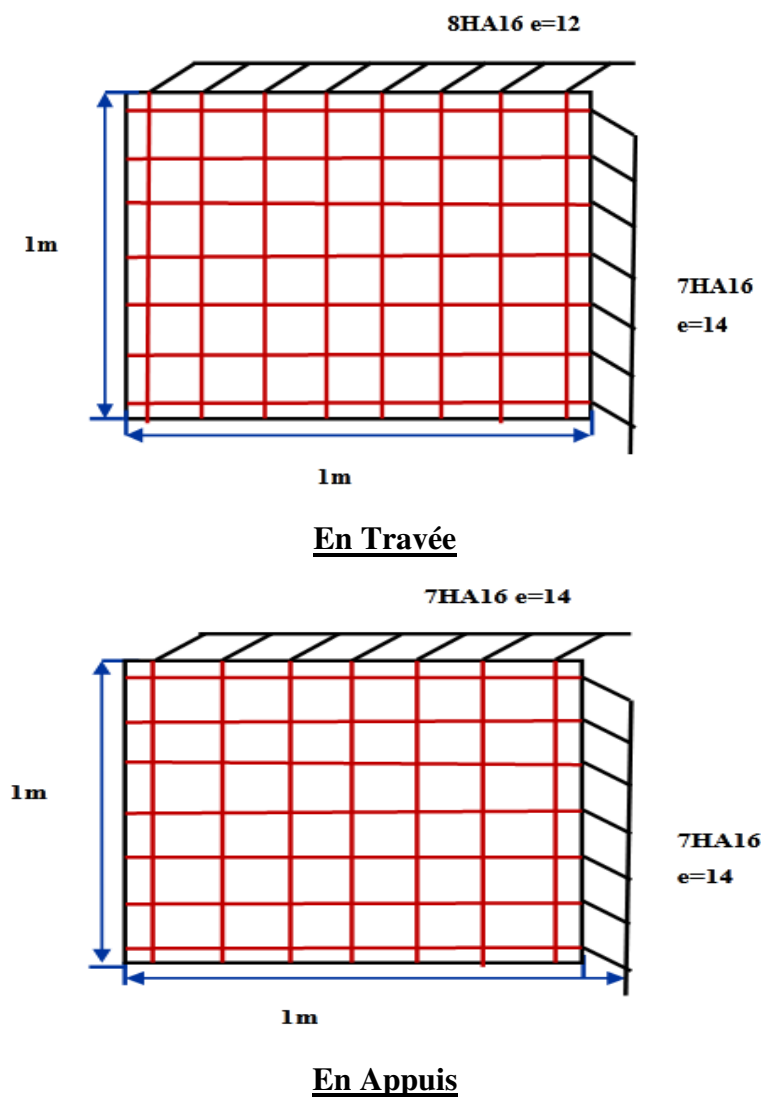


Figure 8.9: Schéma de ferrailage pour le radier

8.7 Ferrailage de la nervure

Ce sont des poutres disposées le long du radier. Elles servent à reprendre les moments dus à la différence des intensités des charges.

Les dimensions de ces poutres sont :

$$\begin{cases} ht80cm \\ b = 55cm \end{cases}$$

Pour calculer ces poutres, on va choisir la file la plus sollicitée dans les deux sens, soit la file E dans le sens XX et la file D dans le sens YY.

• 8.7.1. Transmission des charges des dalles aux poutres :

Les lignes de rupture d'un panneau de dalle encastré sur son contour (lignes où se concentrent les déformations au cours d'un chargement, assimilable à des lignes droites) se composent de tronçons :

- Formant un angle de 45° avec les rives du panneau
- Ou parallèles à son grand coté.

On définit des charges uniformément réparties équivalentes sur les travées des poutres :

PM : produisant le même moment fléchissant à mi-travée de la poutre de référence par la dalle, pour un panneau les expressions de PM sont les suivants :

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} \leq 1$$

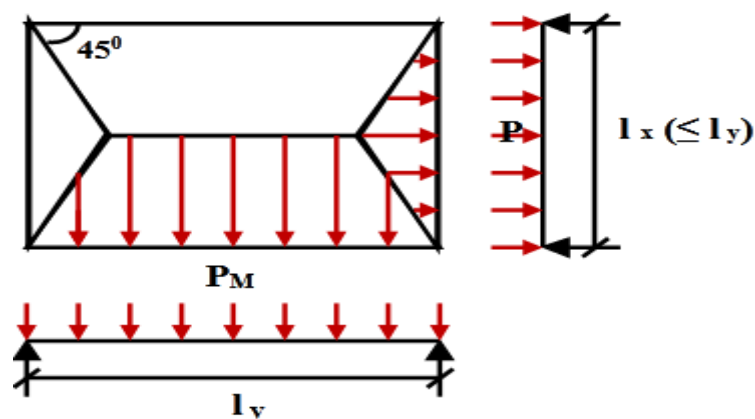


Figure 8.10 : Transmission des charges des dalles aux poutres

Elément	Trapèze	Triangle
PM	$\left(1 - \frac{\alpha^2}{3}\right) \frac{PL_x}{2}$	$\frac{PL_x}{3}$

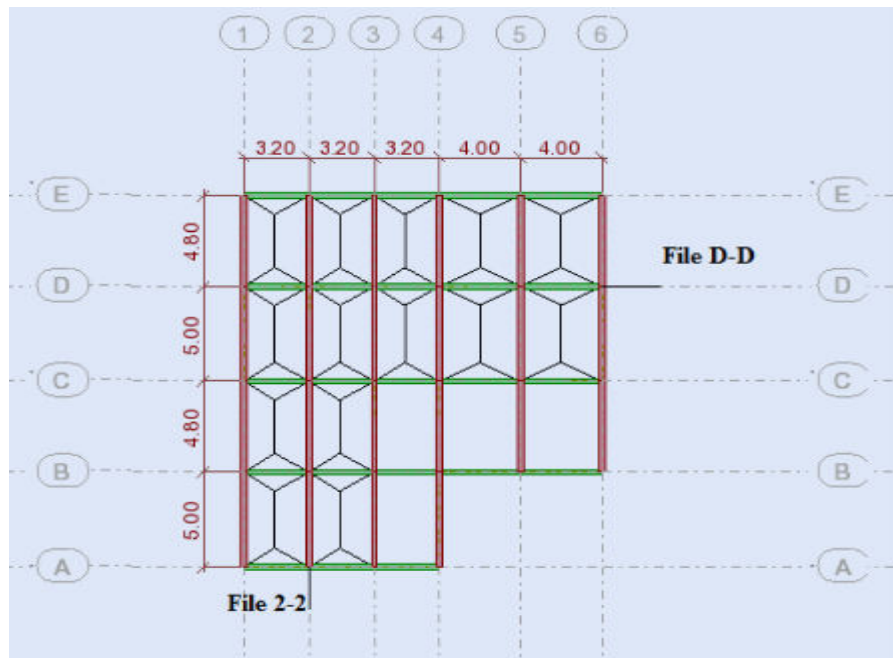


Figure 8.11 : Distribution de charge sur les deux filles les plus sollicitées suivant les deux sens

Remarque:

Pour deux panneaux, de part et d'autre de la poutre considérée, les charges réparties déterminées précédemment pour chacun des panneaux contigus s'additionnent.

⇒ A l'ELU :

Sens Y-Y :

Dans le sens y la charge est trapézoïdale

On détermine les charges de la poutre la plus sollicitée soit la file 2-2

Les résultats de calcul sont regroupés dans le tableau ci-après

travée	L_y	L_{xg}	L_{xd}	α_1	α_2	$p(KN/m^2)$	$P_{M1}(KN/m)$	$P_{M2}(KN/m)$	$P_M(KN/m)$
A-B	5	3.2	3.2	0.64	0.64	196.86	271.97	271.697	543.94
B-C	4.8	3.2	3.2	0.67	0.67	196.86	267.85	267.850	535.70
C-D	5	3.2	3.2	0.64	0.64	196.86	271.97	271.970	543.94
D-E	4.8	3.2	3.2	0.67	0.67	196.86	267.85	267.850	535.70

Tableau 8.7: Charge de la file 2-2 à l'ELU suivant le sens y

Sens X-X: Dans le sens x la charge est triangulaire, la poutre la plus sollicitée soit la file D-D

travée	Lx	p(KN/m ²)	P _M (KN/m ²)
1-2	3.2	196.86	419.97
2-3	3.2	196.96	419.97
3-4	3.2	196.86	419.97
4-5	4	196.86	419.97
5-6	4	196.86	419.97

Tableau 8.8: Charge de la file D-D à L'ELU suivant le sens x

⇒ A l'ELS :

Sens Y-Y

travée	L _y	L _{xg}	L _{xd}	α ₁	α ₂	p(KN/m ²)	P _{M1} (KN/m)	P _{M2} (KN/m)	P _M (KN/m)
A-B	5	3.2	3.2	0.64	0.64	145.35	200.81	200.81	401.62
B-C	4.8	3.2	3.2	0.67	0.67	145.35	197.76	197.76	395.52
C-D	5	3.2	3.2	0.64	0.64	145.35	200.81	200.81	401.62
D-E	4.8	3.2	3.2	0.67	0.67	145.35	197.76	197.76	395.52

Tableau 8.9: Charge de la file 2-2 à L'ELS suivant le sens y

Sens X-X

travée	Lx	p(KN/m ²)	P _M (KN/m ²)
1-2	3.2	145.35	310.08
2-3	3.2	145.35	310.08
3-4	3.2	145.35	310.08
4-5	4	145.35	387.60
5-6	4	145.35	387.60

Tableau 8.10: Charge de la file D-D à L'ELS suivant le sens x

Les sollicitations sur les nervures sont déduites en utilisant la méthode de Caquot car on a des charges modérées et la fissuration est préjudiciable.

8.7.1.2 Application de la méthode :

Soit l'appui numéro « i » d'une poutre continue ; entouré par les deux travées ouest (w) et est (e) de longueurs respectives L_w et L_e. Les travées peuvent supporter respectivement : Une charge uniformément répartie d'intensité q_w et q_e.

Des charges concentrées PwPe appliquées à des distances aw et ae de l'appui (ces distances sont calculées à partir de l'appui soit vers la gauche dans la travée w soit vers la droite de la travée e).

La longueur réduite de chaque travée L' :

L' = L pour une travée de rive.

L' = 0.8 L pour une travée intermédiaire.

→ Règle des moments :

⇒ Les moments en appuis :

$$M_a = \frac{-qW \cdot L^B_w + L^B_e}{8.5 \cdot (L'_w + L'_e)}$$

Ma = moment aux appuis du aux charges réparties sur les deux travées.

⇒ Les moments en travées:

$$M_t = M_W - V_W \cdot X_0 - \frac{qX_0^2}{2}$$

$$X_0 = -\frac{V \cdot W}{q}$$

Mt = le moment maximal en travée.

→ Règle de l'effort tranchant:

$$V_W = \frac{M_W - M_e - qL}{L}$$

$$V_e = V_W + qL$$

VW : l'effort tranchant sur l'appui gauche.

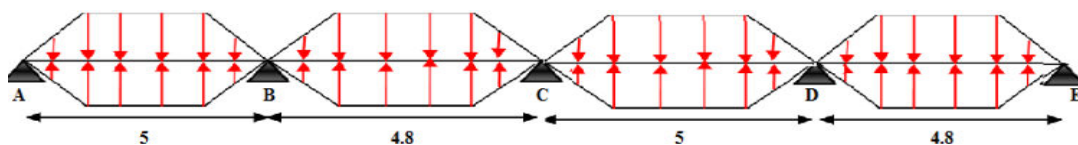
Ve : l'effort tranchant sur l'appui droit.

Application de la méthode (Caquot) :

Le calcul des moments et des efforts tranchants sont résumés dans les tableaux suivants :

À L'ELU :

Poutre 2-2 :



Les sollicitations de la file 2-2 suivant le sens y :

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	
$q_u(KN/m)$	543.94	535.7	543.94	535.7	
L(m)	5	4.80	5	4.8	
L'(m)	5	3.84	4	4.8	
Appuis	A	B	C	D	E
L'w	0	5	3.84	4	4.8
L'e	5	3.84	4	4.8	0
Ma	0	-1308.56	-977.57	-1257.44	0
travée	A-B	B-C	C-D	D-E	
M_w	0	-1308.56	-977.57	1257.44	
Me	-1308.56	-977.57	-1257.44	0	
V_w	-1098.14	1354.64	1303.88	1547.65	
V_e	1621.56	1216.72	1415.82	1023.71	
X_0	202	2.53	2.4	2.89	
M_t	1108.5	404.2	585.19	978.16	

Tableau 8.11: Sollicitation de la Poutre 2-2 à L'ELU

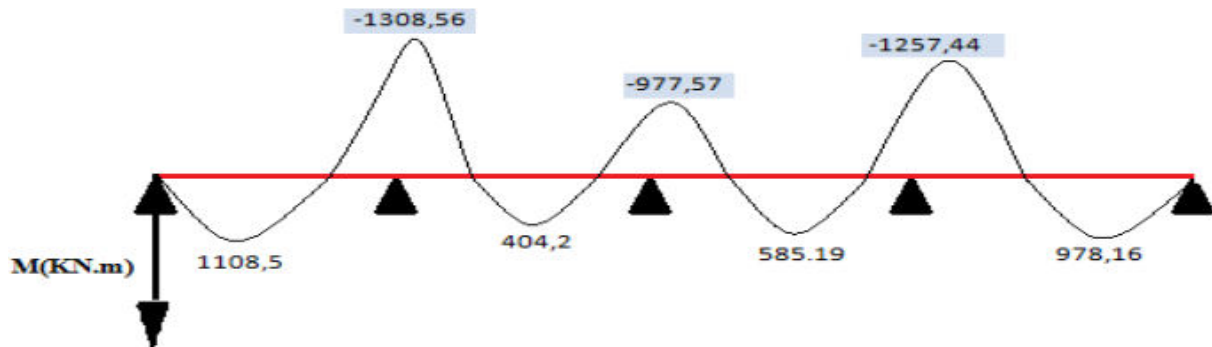


Figure 8.12 : Diagramme des moments de la poutre 2-2 à L'ELU

À L'ELS :

Les sollicitations de la file 2-2 suivant le sens y :

travée	A-B	B-C	C-D	D-E	
$q_u(KN/m)$	401.62	395.52	401.62	395.52	
L(m)	5	4.80	5	4.8	
L'(m)	5	3.84	4	4.8	
Appuis	A	B	C	D	E
L'w	0	5	3.84	4	4.8
L'e	5	3.84	4	4.8	0
Ma	0	-1308.56	-977.57	-1257.44	0
travée	A-B	B-C	C-D	D-E	
M_w	0	-966.17	-721.78	-928.41	
Me	-966.17	-721.78	-928.41	0	
V_w	-810.82	-1000.16	-962.72	-1142.67	
V_e	1197.28	898.336	1045.38	755.826	
X_0	2.02	2.53	2.4	2.89	
M_t	818.47	298.39	432.08	722.2	

Tableau 8. 12 : Sollicitation de la Poutre 2-2 à L'ELU

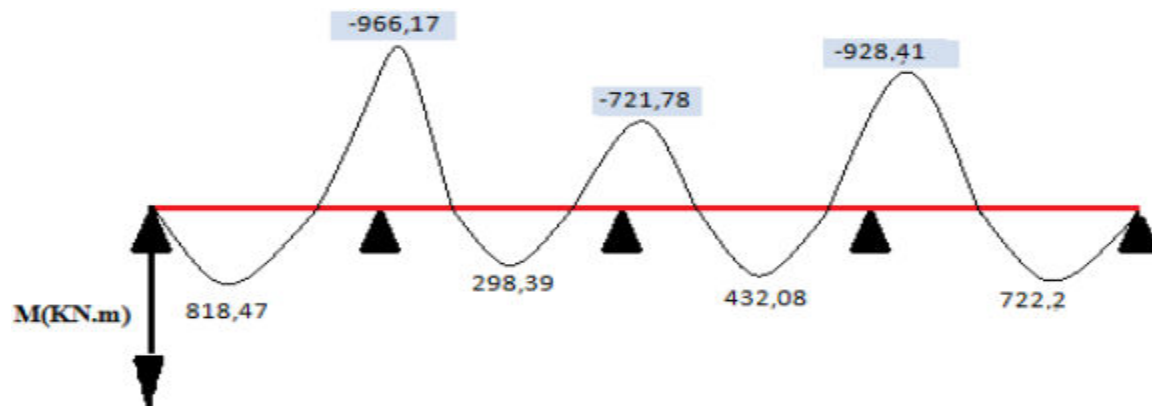
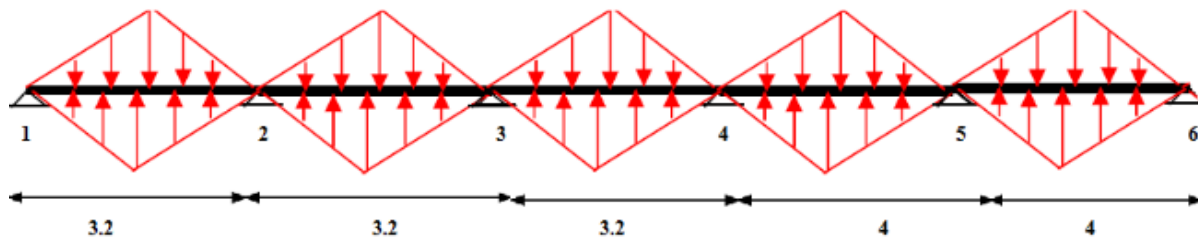


Figure 7.13:Diagramme des moments de la poutre 2-2 à L'ELS

À L'ELU :

Poutre D-D :



Les sollicitations de la file D-D suivant le sens x

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
$q_u(KN/m)$	419.97	419.97	419.97	524.26	524.26	
$L(m)$	3.2	3.2	3.2	4	4	
$L'(m)$	3.2	2.56	2.56	3.2	4	
Appuis	1	2	3	4	5	6
$L'w$	0	3.2	2.56	2.56	3.2	4
$L'e$	3.2	2.56	2.56	3.2	4	0
Ma	0	-424.99	-323.8	-495.26	-830.05	0
travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6	
M_w	0	-424.99	-323.8	-495.26	-830.05	
Me	-4.24.99	- 323.8	-495.26	-830..05	0	
V_w	-539.14	-703.36	-618.37	-966.22	-1257.43	
V_e	804.764	640.544	725.534	1133.62	842.41	
X_0	1.28	1.67	1.47	1.84	2.4	
M_t	346.06	164.69	131.45	393.93	675.9	

Tableau 8. 13 :Sollicitation de la Poutre D-D à L'ELU

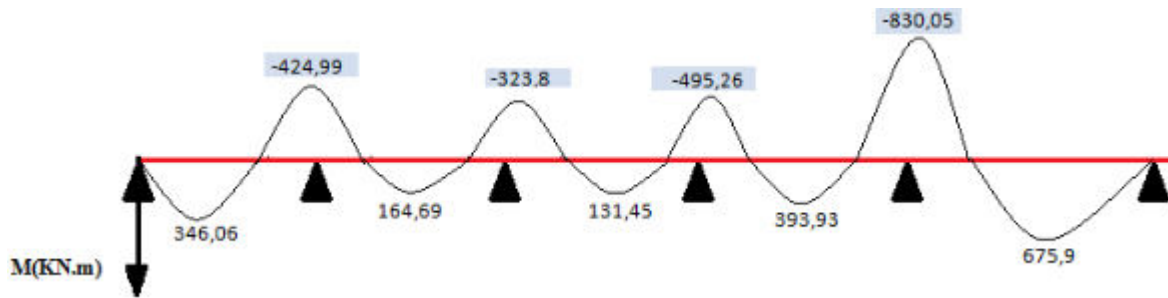


Figure 8.14: Diagramme des moments de la poutre D-D à L'ELU

À L'ELS :

Les sollicitations de la file D-D suivant le sens X :

travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
$q_u(KN/m)$	310.08	310.08	310.08	387.6	387.6
$L(m)$	3.2	3.2	3.2	4	4
$L'(m)$	3.2	2.56	2.56	3.2	4
Appuis	1	2	3	4	5
$L'w$	0	3.2	2.56	2.56	3.2
$L'e$	3.2	2.56	2.56	3.2	4
Ma	0	-313.79	-239.08	-365.67	-621.86
travée	1-2	2-3	3-4	4-5	5-6
M_w	0	-313.79	239.08	-365.67	-612.86
Me	-313.79	239.08	-365.67	-621.86	0
V_w	-398.07	-519.47	-456.570	-711.15	-930.67
V_e	594.186	472.786	535.686	839.25	619.73
X_0	1.28	1.68	1.47	1.83	2.4
M_t	255.51	121.33	97.05	286.72	495.46

Tableau 8.14: Sollicitation de la Poutre D-D à L'ELS

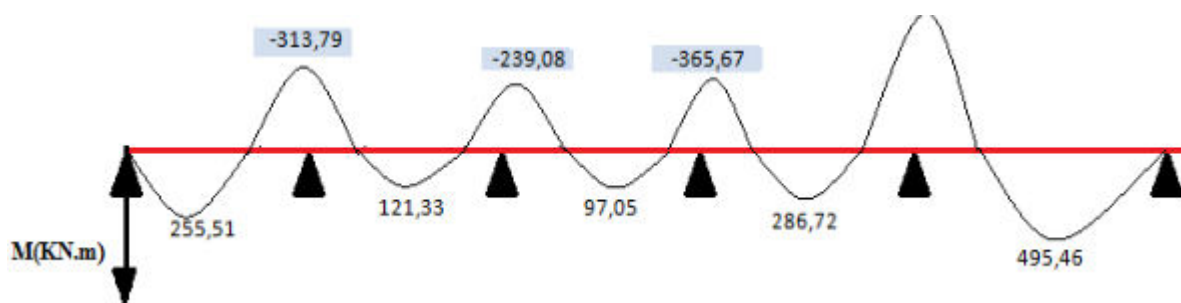


Figure 8.15: Diagramme des moments de la Poutre D-D à L'ELS

8.7.2. Dimensionnement des nervures :

La section de la nervures est considérée comme une section en T avec :

$$b=2 b_1 + b_0 = 50 \Rightarrow b_0 = 50cm$$

$$b_1 < \min \begin{cases} \frac{L_x}{2} = \frac{400}{2} = 200cm \\ \frac{L_y}{10} = \frac{500}{10} = 50cm \end{cases}$$

⇒ b1 = 50 cm

• Condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e} = 13.04cm^2$$

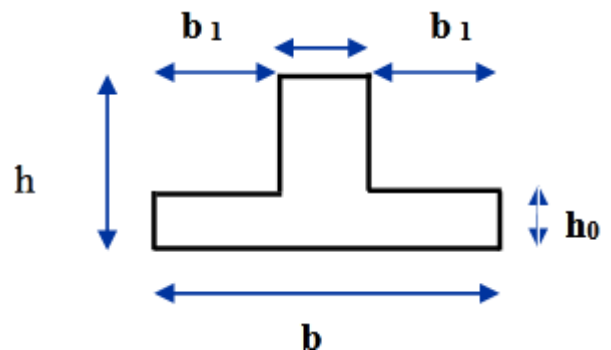


Figure 8.16: Dimensions de la nervure

8.7.3 Calcule les armatures :

8.7.3.1 Armatures longitudinales :

Le calcul de ferrailage pour une semelle rigide se fait à la flexion simple

On calcule les armatures avec le moment maximum aux appuis et en travée.

Avec :

d= 0.9h =72cm, h = 80cm, h0 =50cm

$$M_{tu} = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right); f_{bu} = \frac{0.85 \cdot f_{c28}}{1.5} = 14.2MPa$$

$$M_{tu} = 1.5 \times 0.5 \times 14.2 \left(0.72 - \frac{0.5}{2} \right) \cdot 10^3 = 5005.5KN.m$$

$$M_{tu} = 5005.5KN.m$$

Mu max =1308.56KN.m ≤ Mtu=5005.5KN.m

⇒L'axe neutre dans la table, une seule partie de la table est comprimée, et comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de dimensions (b*h), b =150cm et h=80cm

Le ferrailage adopté est résumé dans le tableau suivant :

Panneau	Sens Y-Y		Sens X-X	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mu(KN.m)	1108,5	1308,56	675,9	830,05
U	0,1	0,119	0,061	0,075
U < 0,186	Pivot A	Pivot A	Pivot A	Pivot A
α	0,132	0,159	0,079	0,098
z	0,682	0,674	0,697	0,692
As (cm2/ml)	46,71	55,79	27,87	34,47

As min (cm ² /ml)	13.04	13.04	13.04	13.04
choix des barres/ml	16HA20	8HA20 +8HA25	8HA20 +4HA16	8HA20 +6HA16
As adopté	50.26	64.4	33.18	37.19

Figure 8.15: Le ferrailage adopté pour la nervure

8.7.3.2 Armatures transversales

$$\frac{\varnothing L_{\max}}{3} = \frac{25}{3} = 8.33\text{cm}$$

On choisie $\varnothing 10$

Espacement minimal :

Selon le BAEL91 : $St \leq \min (0,9d, 40\text{cm}) = 40\text{cm}$

Selon le RPA 2003 :

⇒ En zone nodale et en travée $S t \leq \min (h/4, 12\varnothing L) = \min (20,24) \text{ cm}$

$S t \leq \min (20, 24) \text{ cm} = 20\text{cm}$

⇒ En dehors de la zone nodale $St \leq h/2 = 40\text{cm}$

On prend :

⇒ En zone nodale et en travée : $St = 10\text{cm}$

⇒ En dehors de la zone nodale (zone courante) : $St = 15\text{cm}$

Vérification :

⇒ A l'ELU :

-Vérification de l'effort tranchant : Vérification de la contrainte de cisaillement :

Sens Y-Y :

$Tu \text{ max} = 370.22\text{KN}$ donc il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec : ($V_u \text{ max} = 1621.56\text{KN}$)

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13f_{c28}; 5\text{MPa}) = 3.33\text{MPa} (\text{Fissuration peu nuisible})$$

$$\tau_u = \frac{1621.56 \times 1000}{1500 \times 720} \leq \bar{\tau}_u \text{KN/m}^2 = 3.33$$

$$\tau_u = 1.5\text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3\text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Sens X-X :

(Tu max = 1257,43KN)

$$\tau_u = \frac{1257.43 \times 1000}{1500 \times 720} \leq \frac{\bar{\tau}_u \text{KN}}{\text{m}^2} = 3.3$$

$$\tau_u = 1.16 \text{MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.3 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

⇒A l'ELS :

Vérification des contraintes de compression dans le béton

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0.6f_{c28} = 15 \text{MPa}$

Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = K.Y$ et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Avec : n=15

$$I = \frac{b.h^3}{3} + nA(d - y)^2 + nA'(y - d')$$

Les résultats obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

Sens Y-Y :

Zone	Mser KN.m	As cm ²	I cm ⁴	y cm	K MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa
Appui	966.17	64.4	2914682	24.68	33.14	8.17	15
travée	818.47	50.26	2416672	22.34	33.86	7.56	15

Tableau 8.16: Vérification des contraintes (sens Y-Y)

Sens X-X :

Zone	Mser KN.m	As cm ²	I cm ⁴	y cm	K MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa
Appui	612.86	37.19	1908149	19.71	32.11	6.32	15
travée	495.46	33.18	1740843	18.79	28.46	5.34	15

Tableau 8.17: Vérification des contraintes (sens X-X)

8.8 Schéma de Ferrailage de la nervure :

- Coupe longitudinale :travée Y

⇒Poutre 2-2 suivant le sens y-y :

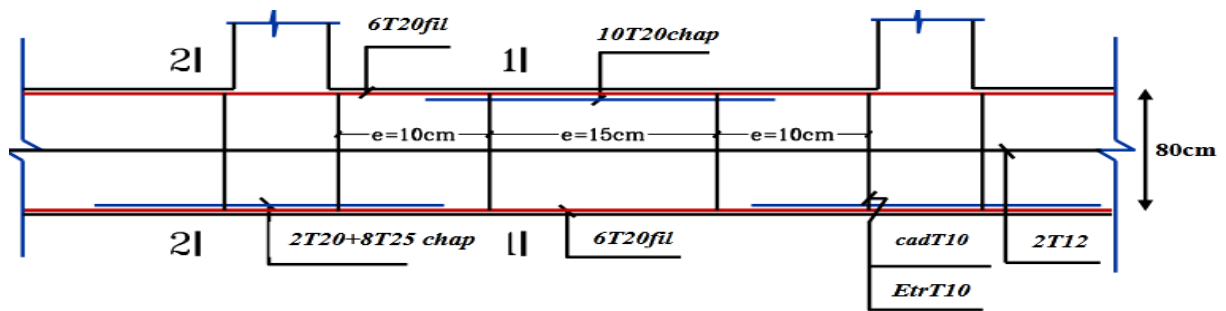


Figure 8.17: Coupe longitudinale de la nervure 2-2

⇒Poutre D-D suivant le sens X-X :

Travée x

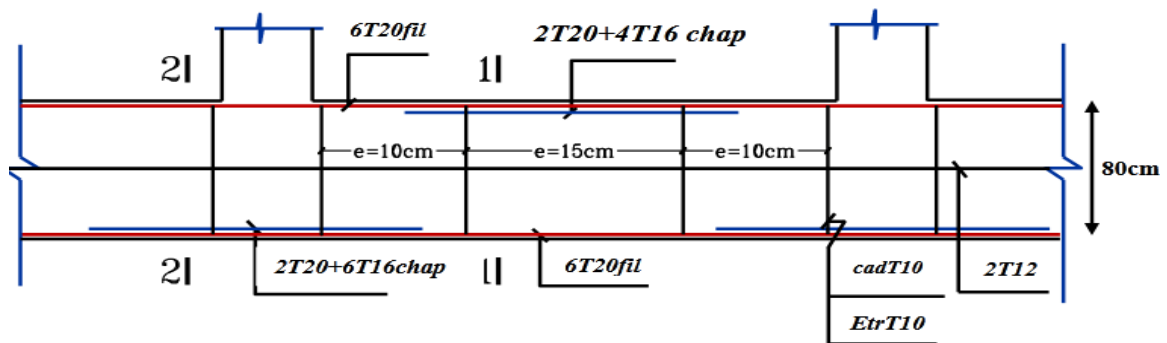


Figure 8.18: Coupe longitudinale de la nervure D-D

• Coupe transversale :

Poutre 2-2 suivant le sens y

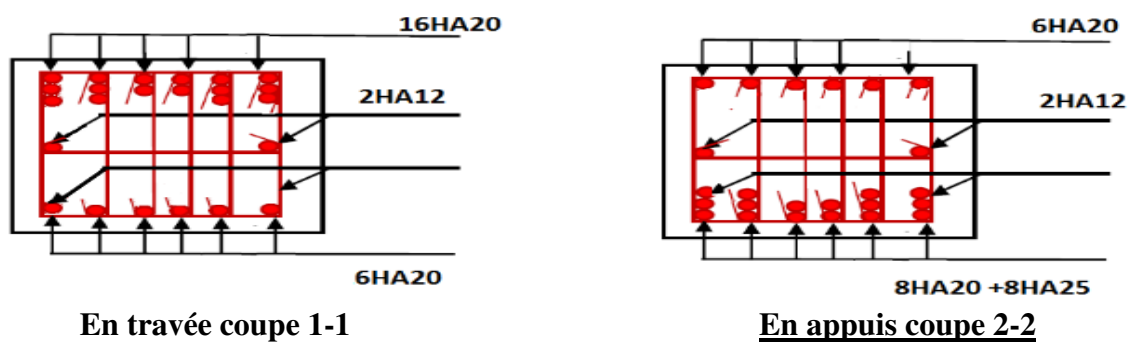


Figure 8.19: Coupe transversale de la nervure 2-2

Poutre D-D suivant le sens x

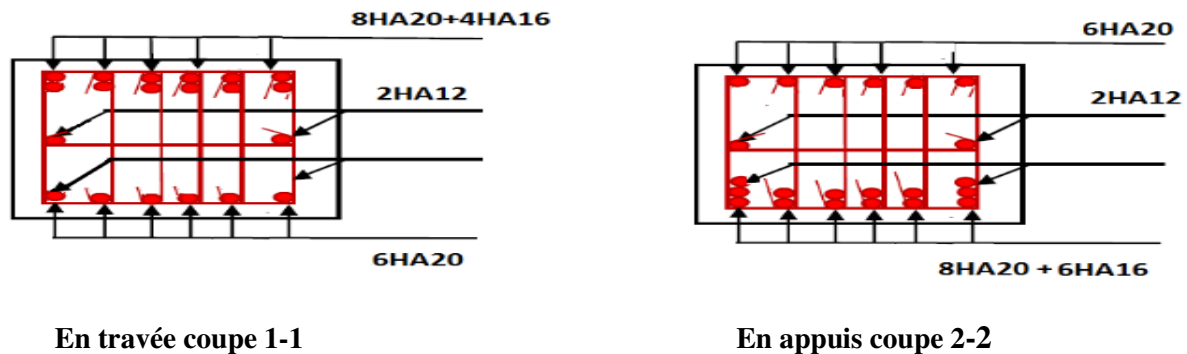


Figure 8.20: Coupe transversale de la nervure D-D

8.9 Etude du voile périphérique

8.9.1 Introduction :

Comme notre ouvrage est situé en zone IIa et conformément à l'article 10.1.2 du RPA99/v.2003, il doit comporter donc un voile périphérique continu entre le niveau des fondations (semelle filante) et le niveau de base.

Le voile périphérique est une paroi verticale en béton armé, il assure à la fois un bon encastrement et bonne stabilité de l'ouvrage ainsi qu'il limite le tassement différentiel aune valeur acceptable.

VI.9.2. Préconisation du RPA 99/v.2003 : (Art-10-1-2)

D'après l'article 10.1.2 du RPA99/v.2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15 cm.

Les armatures sont constituées de 2 nappes.

Le pourcentage minimum des armatures est de 0,10 % dans les deux sens (horizontal vertical).

Les ouvertures dans ce voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.

8.9.2 Dimensionnement

Le voile périphérique de notre structure a les dimensions suivantes :

Épaisseur de 20 cm

Hauteur de 9.35 m

Longueur de 76m

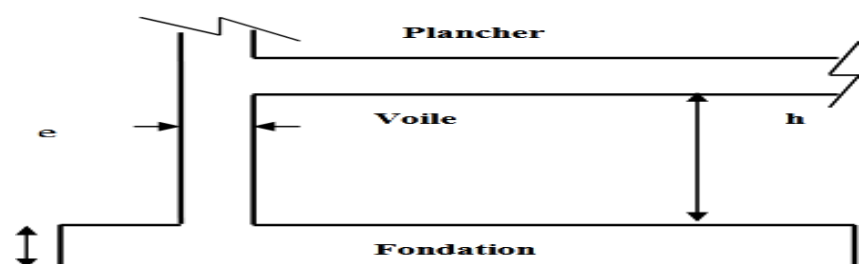


figure 8.21: Voile périphérique

8.9.3 Ferrailage

Le ferrailage des voiles périphériques, sera calculé comme étant une dalle encastrée sur quatre côtes.

Dans notre cas, le voile n'est plus un élément porteur, donc on est en présence d'un voile écran travaillant comme étant une dalle pleine dont les charges qui lui sont appliquées sont les poussées des terres.

Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales ont une section $AL \geq 0,10\%$ (pour les deux nappes) dans les deux sens de la section transversal du béton avec un recouvrement de 40ϕ pour le renforcement des angles.

Le voile périphérique est sollicité en flexion simple

Données du projet ;

$$h = 9.35m$$

$$\gamma_d = 18KN/m^3$$

$$\varphi = 30^\circ$$

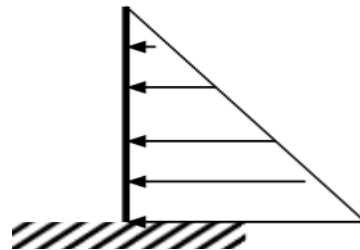


Figure 8.22: Schéma statique du voile périphérique

Avec :

φ : Angle de frottement interne.

γ_d : Poids spécifique du remblai.

K_0 : coefficient de poussée donné par la formule :

$$K_0 = t_g^2 \left[\left(\frac{\pi}{4} \right) - \left(\frac{\varphi}{2} \right) \right] = 0.33$$

Calcul de la force de poussée :

Détermination du coefficient de poussée

$$p = \frac{1}{2} K_0 \times \gamma_b \times h$$

$$p = 0.5(0.33) \times 18 \times (9.35)$$

$$p = 27.8KN/m$$

Evaluation des sollicitations

Le ferrailage étant pour la dalle la plus superficielle et pour une bande de 1m de largeur

$$L_x = 3.23\text{m}; L_y = 5 \text{ m}$$

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.23}{5} = 0.64$$

⇒ $0 < \alpha < 1$ La dalle porte sur les deux sens.

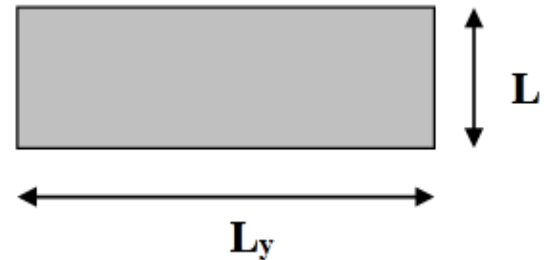


Figure 8.23: Dimension du voile

•Détermination des moments :

La détermination des moments de flexion se fera à partir de la méthode des panneaux encastrés sur 4 appuis.

Les moments seront affectés des coefficients suivants :

$$\text{Moment en travée : } 0,85 \times M_{0x}$$

$$\text{Moment en appui: } 0,5 \times M_{0x}$$

$$\alpha = 0.64 \rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0.0813 \\ \mu_y = 0.519 \end{cases}$$

$$M_{0x} = \mu_x \times ql^2_x = 0.0759 \times 27.8 \times 1.35 \times 3.23^2 = 29.72 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.519 \times 29.72 = 10.58 \text{KN.m}$$

⇒ **À l'ELS :**

$$M_{0x} = \mu_x \times qL^2_x = 0.0813 \times 27.8 \times 3.23^2 = 23.57 \text{KN.m}$$

$$M_{0y} = \mu_y \times M_{0x} = 0.519 \times 23.57 = 12.23 \text{KN.m}$$

Correction des moments

⇒ à l'ELU :

Sens xx :

$$\text{Aux appuis: } M_a = -0.5M_{0x} = -0.5 \times 29.72 = -14.86 \text{KN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 29.72 = 25.26 \text{KN.m}$$

Sens v-v:

Aux appuis : $M_a = -0.5 \times 10.58 = -5.29KN.m$

En travées : $M_t = 0.85M_y = 0.85 \times 10.58 = 8.99KN.m$

⇒à l'ELS :

Sens xx :

Aux appuis : $M_a = -0.5M_{0x} = -0.5 \times 23.57 = -11.78KN.m$

En travée : $M_t = 0.85M_{0x} = 0.85 \times 23.57 = 20.03KN.m$

Sens v-y :

Aux appuis : $M_a = -0.5M_{0y} = -0.5 \times 12.23 = -6.11KN.m$

En travées : $M_t = 0.85M_{0y} = 0.85 \times 5.67 = 10.39KN.m$

Les résultats de ferrailage obtenus sont récapitulés dans le tableau suivant :

b =1m ; h=0.20m ; d=0.18m

Panneau	Sens X-X		Sens Y-Y	
	en travée	en appui	en travée	en appui
Mu(KN.m)	25,56	14,86	8,99	5,29
U	0,056	0,032	0,02	0,011
U < 0,186	Pivot A	Pivot A	Pivot A	Pivot A
α	0,072	0,041	0,025	0,014
z	0,175	0,177	0,178	0,179
As (cm2/ml)	4,2	2,41	1,45	0,85
As min (cm2/ml)	2.17	2.17	2.17	2.17
choix des barres/ml	6HA12	6HA12	6HA12	6HA12
As adopté	6,79	6,79	6,79	6,79

Figure 8.18: Ferrailage du voile périphérique

Conditions exigées par le RPA99:

Le RPA99 préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens et sera disposé en deux nappes.

$A_1 = 0.1\%.100.18 = 1,8cm^2 \dots\dots\dots CV$

$A_t=0.1 \%.100.18 = 1,8 cm^2\dots\dots\dots CV$

On adopte le ferrailage calculé.

Condition de non fragilité

$$A_{min} \geq 0.23 \times b_0 \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 18 \times 2.1/400$$

$$A_{min} \geq 2.17cm^2 \dots\dots\dots CV$$

- **Vérification d'effort tranchant : (l'Article A.5.2.2 du CBA 93)**

$$\tau_U \leq 0.07 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\gamma_b = 1.15$$

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

Selon X :

$$V_x = p \frac{L_x}{2} \frac{1}{1 + \frac{\alpha}{2}} = 27.8 \times \frac{3.23}{2} \times \frac{1}{1 + \frac{0.64}{2}} = 34.01KN.m$$

Selon Y :

$$V_y = p \frac{L_x}{3} = 27.8 \times \frac{3.23}{3} = 29.93KN.m$$

Donc :

$$\bar{\tau}_u = 0.07 \times \frac{25}{1.15} = 1.52MPa$$

$$\tau_u = \frac{34.01 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.18MPa < 1.52MPa \dots\dots\dots CV$$

$$\tau_u = \frac{29.93 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0.16MPa < 1.52 \dots\dots\dots CV$$

- **Vérification a l'ELS pour les contraintes dans le béton et dans l'acier**

Dans le béton on doit vérifier que : $\sigma_b < \bar{\sigma}_b = 0.06 \times f_{c28} = 0.6 \times 25 = 15MPa$

- Contrainte maximale dans le béton comprimé : $\sigma_b = K \cdot Y$ Et $K = \frac{M_{ser}}{I}$

Etat limite de service (E.L.S) :

Sens X-X :

En appuis $M_{ax}^{ser} = 11.78$ kN.m

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6.79}{100} = 1.0185 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 18 \times 1,51 = 36.67 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.0185 + \sqrt{1.0185^2 + 36.67} = 5.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.12^3}{3} + 15 \times 6.79 \times (18 - 5.12)^2 = 21370 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{11.78 \times 1000}{21370} = 55.82 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 7 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,55 \times (18 - 5.12) = 106 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 202 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 201,63 \text{ MPa} \end{array} \right\} =$$

En travée

Etat limite de service (E.L.S) : $M_{tx}^{ser} = 20.03$ kN.m

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 16.08}{100} = 1.0185 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 45 \times 2.412 = 36.67 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = - + \sqrt{D^2 + E} = -1.0185 + \sqrt{1.0185^2 + 217.08} = 5.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 12.51^3}{3} + 15 \times 16.08 \times (45 - 12.51)^2 = 21370 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{tx}^{ser}}{I} = \frac{77620}{90015,52} = 93.72 \text{ MPaMPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 4.79 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 39.05 \times 10^{-2} \times (45 - 12.51) = 181 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = 15 \frac{M_{ser}}{I} \times (d - y) = 202 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \end{array} \right\} =$$

Sens X-X :

Zone	M_{ser} K N.m	As cm ²	I cm ⁴	y cm	K M Pa	σ_{bc} M Pa	$\bar{\sigma}_{bc}$ M Pa	σ_s M Pa	$\bar{\sigma}_s$ M Pa	Conditio n
Appui	11.78	6,79	21370	5.12	55.12	2.82	15	106	202	C.V
travée	20.03	6,79	21370	5.12	93.72	4.79	15	181	202	C.V

Tableau 7.19 : Vérification des contraintes (sens X-X)

Sens y-y :

En appui : $M_{ay}^{ser} = 6.11 \text{ kN.m}$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6.79}{100} = 1.0185 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 18 \times 1.51 = 36.67 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.0185 + \sqrt{1.0185^2 + 36.67} = 5.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.12^3}{3} + 15 \times 6.79 \times (18 - 5.12)^2 = 21370 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{11.78 \times 1000}{21370} = 28.59 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 1.45 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0,55 \times (18 - 5.12) = 55.2 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \text{ MPa} \right] = 202 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \end{array} \right\} =$$

•En travée $M_{ty}^{ser} = 10.39 \text{ kN.m}$

$$D = \frac{15 \times A}{b} = \frac{15 \times 6.79}{100} = 1.0185 \text{ cm}$$

$$E = 2 \times d_x \times D = 2 \times 18 \times 1,51 = 36.67 \text{ cm}^2$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = -1.0185 + \sqrt{1.0185^2 + 36.67} = 5.12 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \times y_1^3}{3} + 15 \times A \times (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times 5.12^3}{3} + 15 \times 6.79 \times (18 - 5.12)^2 = 21370 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_{ax}^{ser}}{I} = \frac{11.78 \times 1000}{21370} = 48.61 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = K \times y_1 = 2.48 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_b = 0,6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 15 \times k \times (d - y_1) = 15 \times 0.48 \times (18 - 5.12) = 93.9 \text{ MPa}$$

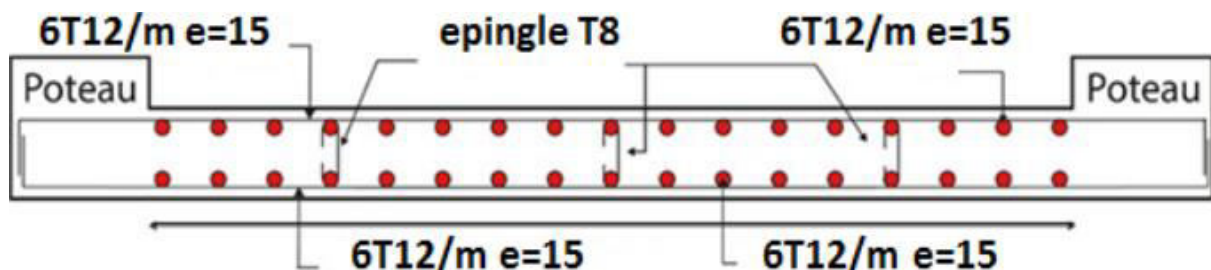
$$\bar{\sigma}_s = \min \left[\frac{2}{3} f_e; 110 \sqrt{\eta f_t} \text{ MPa} \right] = 202 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_b < \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \\ \sigma_s < \bar{\sigma}_s = 202 \text{ MPa} \end{array} \right\} =$$

Zone	M_{ser} KN.m	A_s cm^2	I cm^4	Y cm	K MPa	σ_{bc} MPa	$\bar{\sigma}_{bc}$ MPa	σ_s MPa	$\bar{\sigma}_s$ MPa	Condition
Appui	6.11	6.79	21370	5.12	28.59	1.45	15	55.2	202	C.V
travée	10.39	6.79	21370	5.12	48.61	2.48	15	93.9	202	C.V

Tableau 8.20 : Vérification des contraintes (sens Y-Y)

• **Schéma de ferrillage**



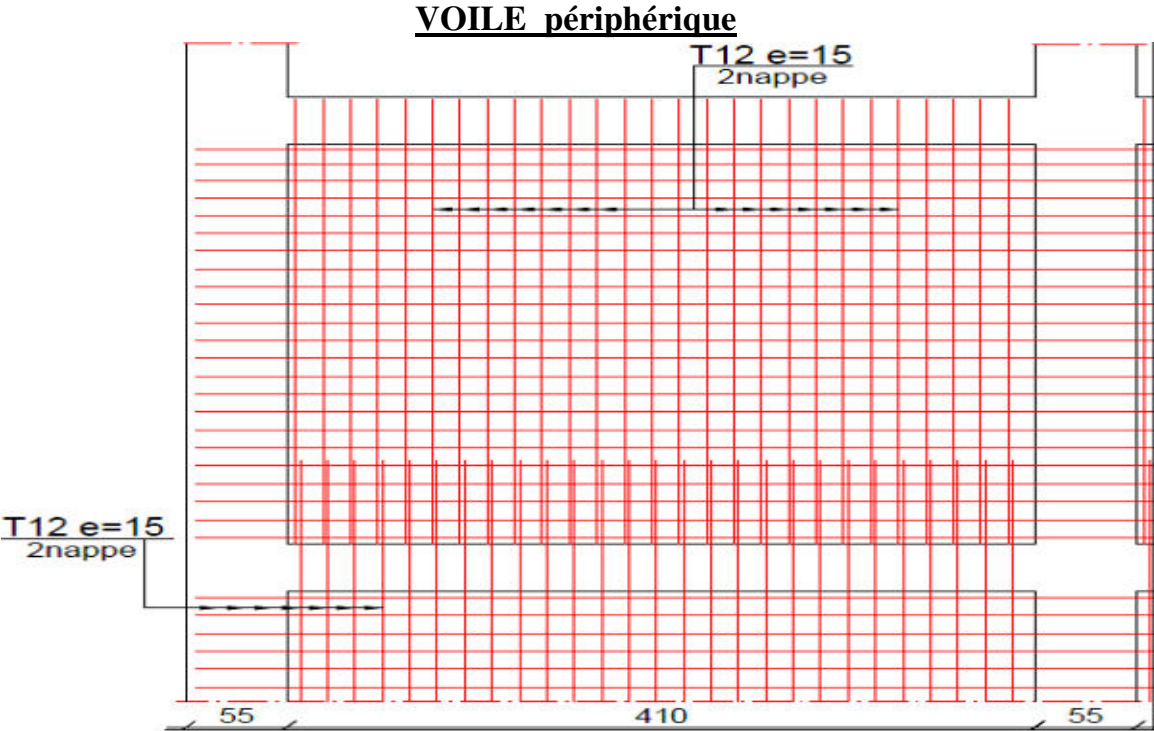


Figure 8.24: Ferrailage du voile périphérique

Conclusion générale

Le projet de fin d'étude est une phase importante dans le cycle de formation d'ingénieur. En effet, il nous a été une meilleure occasion pour mettre en application les connaissances théoriques que nous avons acquises durant les cinq années d'étude.

Lors de notre travail, la première des choses que nous avons prise en considération c'est le lieu d'implantation de notre ouvrage qui est une zone de moyenne sismicité. De ce fait, après un pré dimensionnement préliminaire des éléments secondaires et principaux, notre préoccupation principale était le choix d'un meilleur système de contreventement. Suite à l'application du règlement parasismique algérien, nous avons adopté un système de contreventement mixte pour la reprise des charges horizontales dûe au séisme car c'est le cas le plus défavorable. L'emplacement des voiles a été un compromis entre la fonction de l'ouvrage et une meilleure conception parasismique chose qui est difficile à réaliser dans le cas où l'ouvrage est à usage multiple (habitation, service et commerce),

L'utilisation du logiciel de calcul de structures « Rebot » nous a permis de se familiariser avec l'outil informatique comme elle nous a facilité le calcul des efforts internes. Le calcul du ferrailage des éléments a été fait selon le règlement BAEL en adoptant les cas les plus défavorables. Le type de fondation que nous avons choisi est un radier général suite à l'importance des charges transmises au sol d'assise. Et par la suite nous avons proposé quelques diapositives a fin d'améliorer le confort thermique dans notre structure dans le but de donner une idée sur l'importance d'efficacité énergétique dans le bâtiment.

Enfin, nous espérons que ce modeste travail, accompagné de quelques illustrations et définitions qui existent dans les règlements que nous avons utilisés apporte de l'aide aux prochaines promotions.

bibliographie

Règlements :

- RPA99V2003 : règlement parasismique algérienne.
- CBA93 : règles de conception et de calcul des structures en béton arme.
- BAEL91 modifier : béton armé aux états limites.
- DTR B.C.2.2 : Document technique réglementaire (charges et surcharges).
 - Mémoire des fins d'étude