



Université Mohamed Kheider –Biskra
Faculté d'Architecture, de l'Urbanisme, de Génie Civil et de
l'Hydraulique
Département de Génie civil et d'Hydraulique

Mémoire de Master

Sciences et Technologies

Filière : Génie civil

Spécialité : Calcul et Contrôle technique de construction

Réf. :

Présenté et soutenu par :

BOUZOUAID Wafa

Etude d'un bâtiment à usage d'habitation (R+10) implanté à Sétif

Jury:

Encadrante :

Mme Belkacem Mounia

Belounar Lamine

Saifi Insaf

Belkacem Mounia

Année universitaire : 2024/2025

REMERCIEMENTS

Tout d'abord, nous exprimons notre profonde gratitude envers Dieu, le Tout-Puissant, qui nous a accordé le courage, la persévérance et la volonté nécessaires pour atteindre notre objectif.

Nous remercions sincèrement l'ensemble des enseignants qui ont contribué à notre formation tout au long de notre parcours académique.

Nos remerciements les plus chaleureux vont à notre encadrante, Madame **Belkacem Mounia**, pour sa disponibilité, son accompagnement constant, son aide précieuse et la qualité de ses conseils, qui ont grandement enrichi ce travail.

Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance à l'ensemble des professeurs du département de Génie Civil, pour la qualité de l'enseignement qu'ils nous ont dispensé et leur engagement dans notre formation d'ingénieur.

Nous adressons nos remerciements respectueux aux membres du jury, qui nous ont fait l'honneur de présider et d'évaluer ce modeste travail.

Enfin, nous exprimons notre gratitude à toutes les personnes, de près ou de loin, qui nous ont soutenus tout au long de cette aventure. Qu'elles trouvent ici expression de notre sincère reconnaissance.

Dédicace

À ma chère mère, pilier de ma vie, qui m'a soutenu dans les moments les plus difficiles de ce long parcours. À celle qui a toujours été à mes côtés, qui a tout sacrifié pour que je devienne ce que je suis aujourd'hui. Merci du fond du cœur, maman.

Je dédie également ce travail à la mémoire de mon père, que Dieu ait son âme. Son absence m'a toujours pesé, mais sa présence spirituelle et son souvenir m'ont accompagné à chaque étape.

À ma sœur bien-aimée, **Kenza Bouzouaid**, enseignante dévouée, qui a toujours été un soutien infaillible pour moi comme pour nos sœurs. Merci pour ta présence constante et ton encouragement.

À tous mes amis, sans exception, de **El Meghaïer**, pour leur amitié sincère et leur présence précieuse.

Et enfin, à tous mes camarades du **Master 2 en Génie Civil**, avec qui j'ai partagé cette belle aventure universitaire.

Résumé :

Le présent projet porte sur l'étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation de type R+10, implanté dans la wilaya de Sétif, une région classée en zone de sismicité moyenne (zone IV) selon les prescriptions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2024. L'objectif de cette étude est de concevoir et de dimensionner les éléments structuraux du bâtiment en tenant compte des exigences parasismiques et des normes en vigueur. Le travail a été structuré autour de sept axes principaux, correspondant aux étapes clés de l'analyse : la présentation générale du projet, le pré-dimensionnement des éléments porteurs, le ferrailage des éléments secondaires, l'étude du système de plancher, l'analyse dynamique de la structure, le ferrailage des éléments structuraux principaux, ainsi que le calcul de l'infrastructure. La modélisation de la structure et le calcul des sollicitations ont été réalisés à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis, en conformité avec les réglementations techniques applicables, notamment le BAEL 91 modifié pour le béton armé, le RPA 99 version 2024 pour la conception parasismique, ainsi que les Documents Techniques Règlementaires (DTR) algériens. Ce projet s'inscrit dans une démarche d'ingénierie rigoureuse, visant à garantir la stabilité, la sécurité et la durabilité du bâtiment étudié.

المخلص:

، يقع في ولاية سطيف، وهي منطقة مصنفة ضمن R+10 يتعلق هذا المشروع بدراسة مفصلة لمبنى سكني من نوع RPA 2024. المنطقة الزلزالية المتوسطة (المنطقة الرابعة) حسب تعليمات التنظيم المقاوم للزلازل الجزائري يهدف هذا المشروع إلى تصميم وتحديد أبعاد العناصر الإنشائية للمبنى مع مراعاة المتطلبات الزلزالية والمعايير المعمول بها.

تم تنظيم العمل حول سبعة محاور رئيسية تمثل المراحل الأساسية للتحليل، وهي: العرض العام للمشروع، التحديد الأولي لأبعاد العناصر الحاملة، تسليح العناصر الثانوية، دراسة نظام البلاطة، التحليل الديناميكي للهيكل، تسليح العناصر الإنشائية الرئيسية، وحساب البنية التحتية.

Sommaire

Remerciement I

DédicacesII

Résumé III

Sommaire IV

Liste des figures IX

Liste des tableaux XIII

Introduction Générale 1

CHAPITRE I : PRESENTATION DU PROJET

I.1.Introduction : 22

I.2. Présentation de l’ouvrage : 22

I. 3. Conception de la structure : 22

I.4. Hypothèse de calcul :23

I. 5. Règles de calcul :23

I.6.Caractéristiques mécanique des matériaux :24

I.7.Les actions et sollicitations :25

I.7.1. Les actions :25

I.7.2. Les Sollicitations :26

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

II.1. Pré-dimensionnement des éléments.....28

II.1.1. Introduction : 28

II.1.2. Les poutres :28

II.1.2.1. Les poutres principales (sens longitudinal) : 28

II.1.2.2. Les poutres secondaires (sens transversal) : 29

II.1.3. Pré dimensionnement des planchers : 29

II.1.3.2. Balcon à dalle pleine.....31

II.1.4. Les Poteaux : 31

II.1.5. Les voiles :32

II.1.6.L’escalier:33

II.1.6.1. Définition :33

II.1.6.2. Calcul des dimensionnement :34

II.1.7. L’Acrotère :35

II.2. Descente des charges :	36
II.2.1. Introduction :	36
II.2.2. Evaluation des charges et surcharges	36
II.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible :	36
II.2.2.2. Plancher étage courant :	37
II.2.2.3. Balcon :	37
II.2.2.4. Murs extérieurs :	38
II.2.2.5. Les escaliers :	38
II.2.2.6. Acrotère :	39
II.2.3. Loi de dégression :	40
II.2.3.1. Descente des charges sur des poteaux :	40
II.2.3.1.1. Sur un poteau central (E-4) :	23
II.2.3.1.2. Vérification de la section de poteau : BAEL91 (artB.8.4, 1)	43
CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1. Introduction :	47
III.2. L'acrotère :	47
III.2.1. Définition	47
III.2.2. Mode de travail :	47
III.2.3. Evaluation des charges :	48
III.2.4. Calcul des sollicitations :	49
III.2.5. Les combinaisons d'actions :	49
III.2.6. Calcul du ferrailage :	50
III.2.6.1. Armatures longitudinales :	50
III.2.6.2. Les vérifications :	52
III.2.6.3. Armatures de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)	52
III.2.6.4. Espacement des armatures :	53
III.2.7. Présentation du ferrailage :	53
III.3. Les escaliers :	54
III.3.1. Introduction :	54
III.3.2. Dimensions des escaliers :	54
III.3.3. Etude les volées	54
III.3.3.1. Méthode de calcul :	54
III.3.3.2. Les combinaisons d'actions :	55

III.3.3.3. Calcul des sollicitations :	55
III.3.3.4. Calcul du ferrailage :	57
III.3.3.4.1. Armatures longitudinales :	57
III.3.3.4.2. Vérification de l'effort tranchant BAEL91 (A.5.1, 21) :	59
III.3.3.4.3. Espacement des armatures :	59
III.3.3.4.4. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :	60
III.3.3.4.6. Calcul du moment fléchissant d'ELS :	61
III.3.3.5. Présentation du ferrailage :	63
III.3.4. Calcul de la poutre palière :	64
III.3.4.1. Pré-dimensionnement :	64
III.3.4.2. Evaluation des charges :	64
III.3.4.3. Calcul de la poutre palière a la flexion :	67
III.3.4.4. Les sollicitations :	68
III.3.4.5. Dessin de ferrailage de la poutre palière :	70
III.4. Balcon :	70
III.4.1. Introduction :	70
III.4.2. Caractéristique du balcon :	71
III.4.3. Évaluation des charges :	71
III.4.4. Calcul des sollicitations :	71
III.4.5. Calcul du ferrailage :	72
III.4.5.1. Armatures Longitudinales :	72
III.4.5.2. Les vérifications :	72
III.4.5.3. Armatures de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41) :	74
III.4.6. Espacement : BAEL91 (art A.8.2, 42) :	74
III.4.7. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 2) :	74
III.4.8. Présentation du ferrailage :	63
CHAPITRE IV : ETUDE DES PLANCHERS	
IV. Etude des planchers :	77
IV.1.1. Introduction :	77
IV.1.2. Méthode de calcul :	77
IV.1.3. Le principe de calcul :	79
IV.1.4. Exemple de calcul :	79
IV.2. Calcul du ferrailage :	81

IV.2.1.1 : Les vérifications :	81
IV.3. Présentation du ferrailage :	89
CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE	
V.1. Introduction :	91
V.2. Choix de la méthode de calcul :	91
V. 2.1. Méthode statique équivalente :	91
V.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale :	91
V.2.3. Description du logiciel Robot :	92
IV.2.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA2024 :	92
V.2.5. Spectre de réponse de calcul : RPA2024 (art.3.3.3) (page :54)	92
V.3. Estimation de la période fondamentale de la structure RPA99/V.2003 (Art. 4.2.4):....	95
V.4. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):.....	96
V.4.1. Présentation du logiciel de calcul :.....	96
V.4.1.1. Variante initiale :.....	96
V.4.1.2. Modélisation de la nouvelle structure :.....	99
V.5. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :	105
V.5.1. Détermination de Coefficient de comportement global de la structure R :	105
V.5.2. Calcul des actions sismique selon méthode statique Equivalente :	106
V.5.2.1. L'effort sismique a la base VT :(RPA 2024 art 4.3.5):	108
V.5.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :	108
V.5.4. Vérification les déplacement (RPA 2024 art .4.5.2)	110
V.5.5. Vérification vis-à-vis de l'effet (P- Δ) : RPA2024 (art 5.9):	111
V.5.7. L'excentricité théorique et accidentelle et massique :	112
V.5.7.1. Centre de masse :	112
V.6.7.2. Centre de torsion :	113
V.5.7.3. L'excentricité théorique et accidentelle :	113
V.5.8. Vérification de l'effort normal réduit : RPA2024 (art 7.1)	114
V.5.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles : : RPA 2024 (Art 7.7.4)	115
V.9. Conclusion :	115
CHAPITRE VI: FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	
VI.1. Introduction :	118
VI.2. Combinaisons d'actions :	118
VI.3. Ferrailage des poteaux :	118

VI.3.1. Recommandations du RPA2024 : (art7.4.2 pages 104)	119
VI.3.2. Les sollicitations dans les poteaux :	122
VI.3.3. Calcul des ferraillements :	122
VI.3.3.1. Armatures longitudinales :	122
VI.3.3.2. Vérification des sections : RPA2024 :	126
VI.3.4. Présentation du ferraillement :	130
VI.4. Ferraillement des poutres	131
VI.4.2. Combinaisons des charges :	131
VI.4.3. Recommandation des RPA 2024 :	131
VI.4.4. Les sollicitations dans les poutres :	132
VI.4.5. Calcul de ferraillement :	132
VI.4.4.1. Armatures longitudinales :	132
VI.4.4.2. Les vérifications :	133
VI.4.4.2. Armatures transversales :	136
VI.4.5. Présentation du ferraillement :	137
V.5.Ferraillement des voiles :	138
VI.5.1. Recommandations du RPA 2024 :	138
VI.5.2. Les sollicitations dans les voiles :	140
VI.5.3. Calcul du Ferraillement :	140
VI.5.3.1. Armatures verticales :	142
VI.5.3.2. Armatures horizontales.....	144
VI.5.3.3. Armatures transversales :	145
VI.5.4. Présentation du ferraillement :	145
CHAPITRE VII: ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	
VII.1. Caractéristique du sol :	147
VII.2. Etudes des fondations.	147
VII.2.1 : Introduction :	147
VII.2.2 Différents types de fondations :	147
VII.2.3. Le choix de type de fondation :	147
VII.2.4. Combinaison d'action :	147
VII.2.5. Vérification du chevauchement (Ss / Sb) :	148
VII.3. Etude du radier :	149
VII.3.1. Pré dimensionnement du radier :	149

VII.3.2. Détermination des efforts :	150
VII.3.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :	150
VII.4. Ferrailage du radier :	150
VII.4.1. Méthodes de calcul :	151
VII.4.2. Evaluation des charges :	151
VII.4.3. Calcul des moments fléchissant :	152
VII.4.4. Calculs des armatures de la dalle du radier :	152
VII.4 .5. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1) p51	153
VII.5. Etude du débord du radier :	153
VII.5.1. Armatures longitudinales :	153
VII.6.2. Vérification au cisaillement :	154
VII.6.2.1. Armature de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41):	154
VII.6.2.2. Etude de la nervure :	154
VII.6.2.3. Calcul des charges et des sollicitations de la nervure :	154
VII.7. Calcul du ferrailage :	155
VII.7.1. Armatures longitudinales	155
CONCLUSION.....	157

PARTIE 2 : CONTROLE DE CHANTIER

1) Présentation du projet :.....	159
2) Installation du chantier et des équipements.....	159
3) Le chantier est équipé par les moyens suivants :.....	160
3.1. Matériel :.....	160
3.2. Humains :.....	161
4) Les installations du poste :.....	161
5) Les matériaux de construction.....	161
5.1 Contrôle de ciment :.....	161
5.2 Contrôle de sable :.....	162
5.3 Le contrôle de gravier :	162
5.4 L'acier :.....	163
6. Les éléments de la structure :	163
6.1.les fondations :.....	163
6.2. Les poutres :.....	164
6.3. Les poteaux :.....	164
6.4. Les Plancher :.....	165

6.4.1. La poutrelle :165

6.4.2. Plancher corps creux :166

6.4.3. Dalle pleine :166

6.5. L’escalier :167

6.6. Les Voile :167

7.1. L’acier lisse :168

7.2. Les Hautes Adhérences :168

7.3. Des armatures transversales :168

8.Les travaux de finition :169

✚ Conclusion169

Liste des figures

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Figure II. 1 : Dimensions des poutres.	28
Figure II. 2 : Dimensions des poutres secondaires.	29
Figure II. 3 : Plancher à corps creux.....	30
Figure II.4 : Schéma du Nervure..	31
Figure II. 5 : Coffrage des poteaux..	32
Figure II. 6 : Dimensions des poteaux..	32
Figure II. 7 : Coupe de voile en élévation..	33
Figure II. 8 : Schéma de l'escalier.	34
Figure II. 9 : Coupe verticale de l'acrotère.....	35
Figure II. 10 : Schéma d'un plancher de terrasse inaccessible.	36
Figure II. 11 : Schéma d'un plancher d'étage courant.....	37
Figure II. 12 : Schéma du mur double cloisons.....	38
Figure II. 13 : L'acrotère..	39
Figure II. 14 : La surface afférente du poteau E-4.	41
Figure II. 15 : Coupe vertical des poteaux E-4.....	41

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Figure III. 1 : Schéma statique de l'acrotère.	47
Figure III. 2 : Schéma des sollicitations de l'acrotère.	49
Figure III. 3 : Coupe de ferrailage.	50
Figure III. 4 : Schéma du ferrailage de l'acrotère.	53
Figure III. 5 : Vue en plan d'escalier.	54
Figure III. 6 : Schéma statique volée.....	55
Figure III. 7 : Schéma des charges de volée.	55
Figure III. 8 : Diagramme des moments et d'effort tranchant de l'escalier E.L.U.	56
Figure III. 9 : Diagramme des moments et d'effort tranchant de l'escalier E.L.S..	57
Figure III. 10 : Ferrailage d'escalier..	63
Figure III. 11 : Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	70
Figure III. 12 : Schéma statique de balcon.....	70
Figure III. 13 : Schémas du ferrailage de balcon..	75

CHAPITRE IV : ETUDE DES PLANCHERS

Figure IV.1 : diagramme des efforts tranchants..	87
Figure IV. 2 : diagramme des moments fléchissant.	87
Figure IV.3: Schéma du ferrailage des poutrelles et dalle de compression.....	89

CHAPITRE V: ETUDE SISMIQUE

Figure V. 1 : Spectre de réponse..... 92

Figure V. 2 : Coefficient d'accélération de zone (A)..... 92

Figure V. 3: Valeurs des Pondérations P_q 94

Figure V. 4: Valeurs du coefficient C_T 95

Figure. V.5. Vue en plan et en élévation de la 1 ère variante.....96

Figure V. 6: Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan $T= 1.21\text{sec}$ 97

Figure V. 7: Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan $T= 1.07\text{sec}$ 98

Figure V. 8 : Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan $T= 0.86\text{sec}$ 98

Figure V. 9 : Vue en 2D et plan de la 1ère proposition..... 99

Figure V. 10 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=1.04\text{sec}$)..100

Figure V. 11 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=0,91\text{sec}$).....101

Figure V. 12 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=0,70\text{sec}$).....101

Figure V. 13 : Vue en 2D et plan de la 2ème proposition.102

Figure V.14 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=0.71\text{sec}$)103

Figure V.15 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=0.64\text{sec}$)..... 104

Figure.V.16 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=0.34\text{sec}$).....104

Figure.V.17. Distribution de L'effort tranchant dans les deux sens (X, Y).....105

Fig.V.18. le poids de la structure.....107

Figure.V.19 : Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens X.....109

Figure.V.20 : Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens Y.109

Figure.V.21 : tableau 5.2 RPA2024.....110

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Figure VI. 1 : Zone nodale.....120

Fig.V.2. Le ferrailage des poteaux 40×60130

Figure VI. 3: Schéma du ferrailage des poutres.....137

Figure VI. 4 : Disposition de voile $L = 3.40$140

Figure VI. 5 : Les contraintes dans le voile.....143

Figure .VI.6 : Schéma du ferrailage de voile.....145

Chapitre VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

Figure VI. 1: Schéma du ferrailage du radier.....156

Figure VI. 2 : Schéma du ferrailage de la nervure dans les deux sens X et sens Y156

Liste des tableaux

CHAPITRE II : PRE-DIMENSIONNEMENT

Tableau II. 1 : Résume les dimensionnements des éléments.	36
Tableau II. 2 : Charge due aux planchers terrasse inaccessible.	36
Tableau II. 3 : Charge permanente due aux planchers étage courante.	37
Tableau II. 4: Charge permanente d'un balcon étage courant.	37
Tableau II. 5: Charge permanente d'un balcon étage courant.	38
Tableau II. 6: Charge permanente d'un mur extérieur.	38
Tableau II. 7 : Charge permanente et d'exploitation d'un palier.	39
Tableau II. 8 : Charge permanente d'une volée (paillasse).	39
Tableau II.9 : Résume des charges permanentes et d'exploitation.	40
Tableau II. 10 : Descente des charges du poteau central E-4.	43

CHAPITRE III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III. 1 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.	51
Tableau III. 2 : Récapitulatif résultats des combinaisons de volée.....	55
Tableau III. 3 Les résultats des moments et l'effort tranchant de l'escalier..	56
Tableau III. 4 : Effort interne dans poutre palier.....	65
Tableau III. 5 : Le ferrailage de poutre palier.....	66
Tableau III. 6 : Vérification de la contrainte.....	67
Tableau III. 7 : Effort interne dans balcons (ELU) et (ELS).....	72

CHAPITRE IV : ETUDE DES PLANCHERS

Tableau IV. 1 : Les combinaisons en travée et appuis.	72
Tableau IV. 2 : Récapitulatif résultats du Moments pour la poutrelle.	72
Tableau IV.3 : Récapitulatif résultats du Moments pour la poutrelle	89

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

Tableau V. 1 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.	97
Tableau V. 2 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	100
Tableau V. 3 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle.....	103
Tableau V. 4 : Valeurs des Pondérations P_q	106
Tableau V. 5 : les résultats des forces sismiques.....	108
Tableau V. 6 : les résultats des forces sismiques à la base.	108
Tableau V.7 : résultant des forces concentrées.	109
Tableau V.8 : Déplacements absolus pour les deux sens.	110
Tableau V. 9 : Vérification de l'effet $P-\Delta$ pour les deux sens.	111
Tableau V. 10 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.....	112
Tableau V. 11 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.	114

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau VI. 1 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.118

Tableau VI. 2 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales. 119

Tableau VI. 3 : Les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison dans les Poteaux.122

Tableau VI. 4 : choix des sections d’armature. 126

Tableau VI. 5 : Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres et consoles dus aux combinaisons les plus défavorables.132

Tableau VI. 6 : Récapitulatif résultats du ferrailage.134

Tableau VI. 7 : Vérifications des pourcentages maximaux des aciers longitudinaux. 135

Tableau VI. 8 : Efforts tranchant dans les différentes poutres. 135

Tableau VI. 9 : Vérification des contraintes tangentiellles..... 135

Tableau VI. 10 : Vérification des conditions de flèche. 136

Tableau VI. 11 : : Récapitulatif des efforts internes dans le voile dus aux Combinaison les plus défavorables..... 140

Tableau VI. 12 : Récapitulatif résultats du ferrailage vertical de voile. 144

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

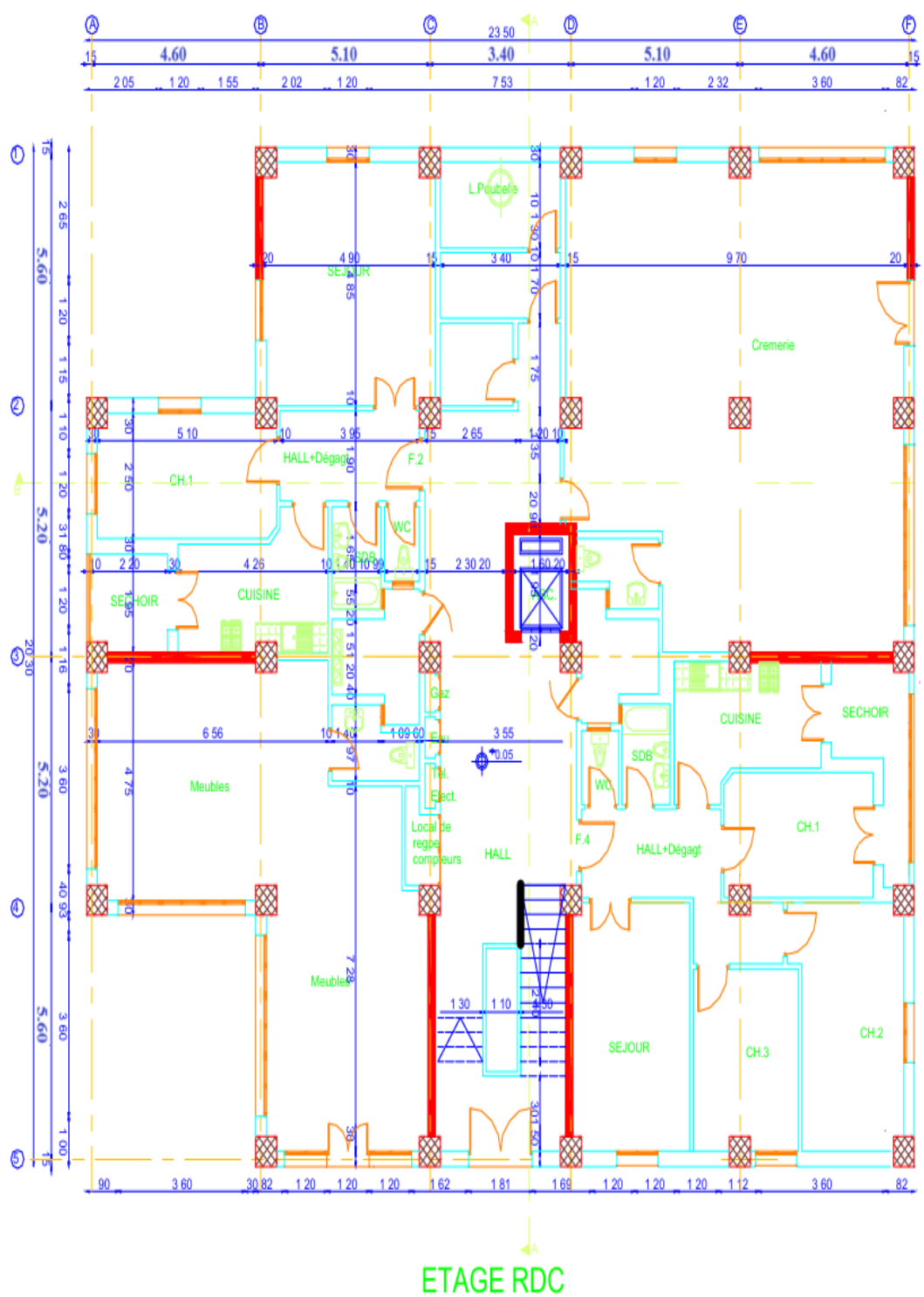
Tableau VII. 1 : Caractéristique géométrique du sol. 147

Tableau VII.2 : Résumé des méthodes de calcul..... 151

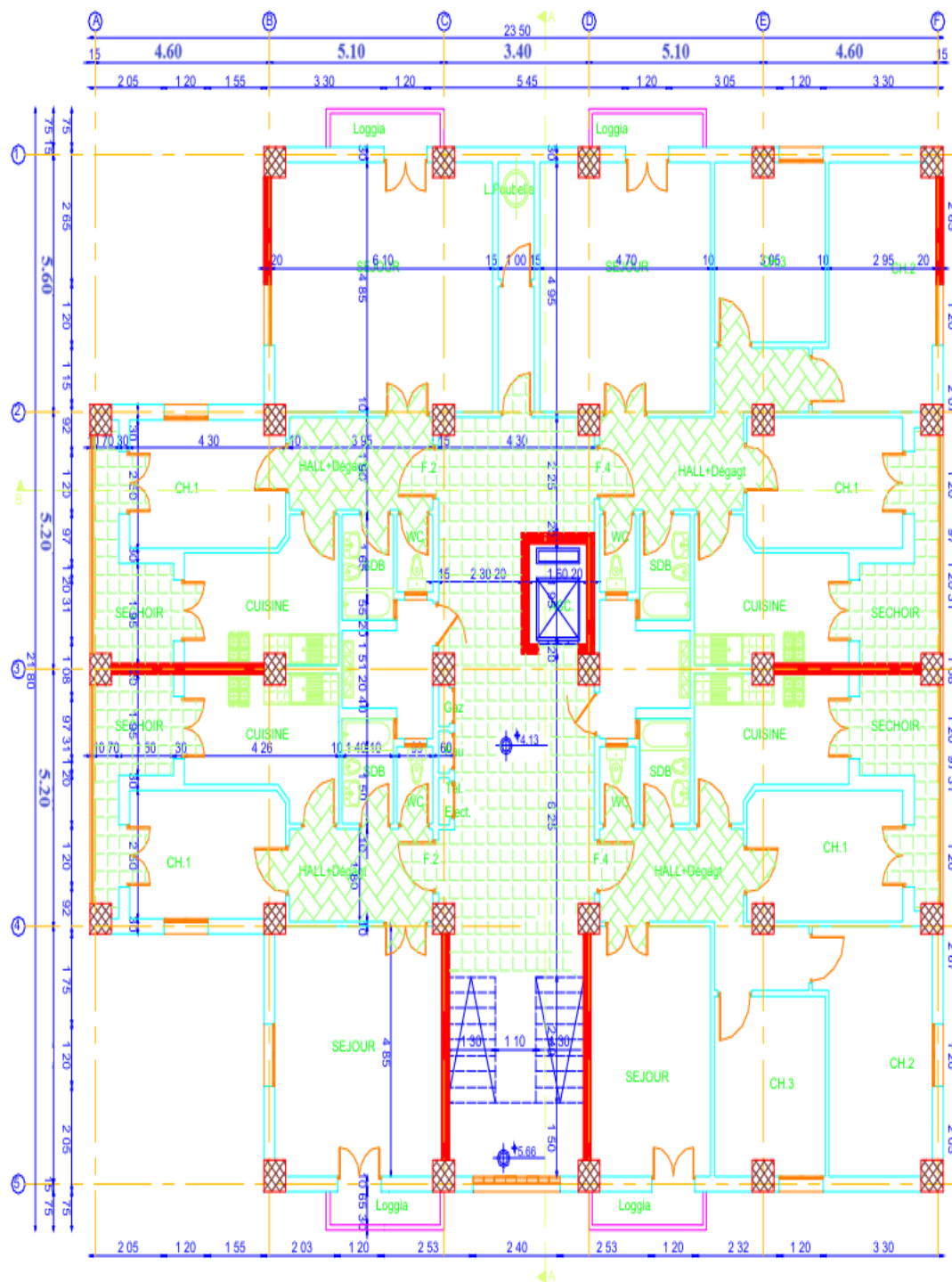
Tableau VII. 3 : Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).. 152

Tableau VII. 4 : Récapitulatif des résultats d’armature du radier (ELU et ELS).. 153

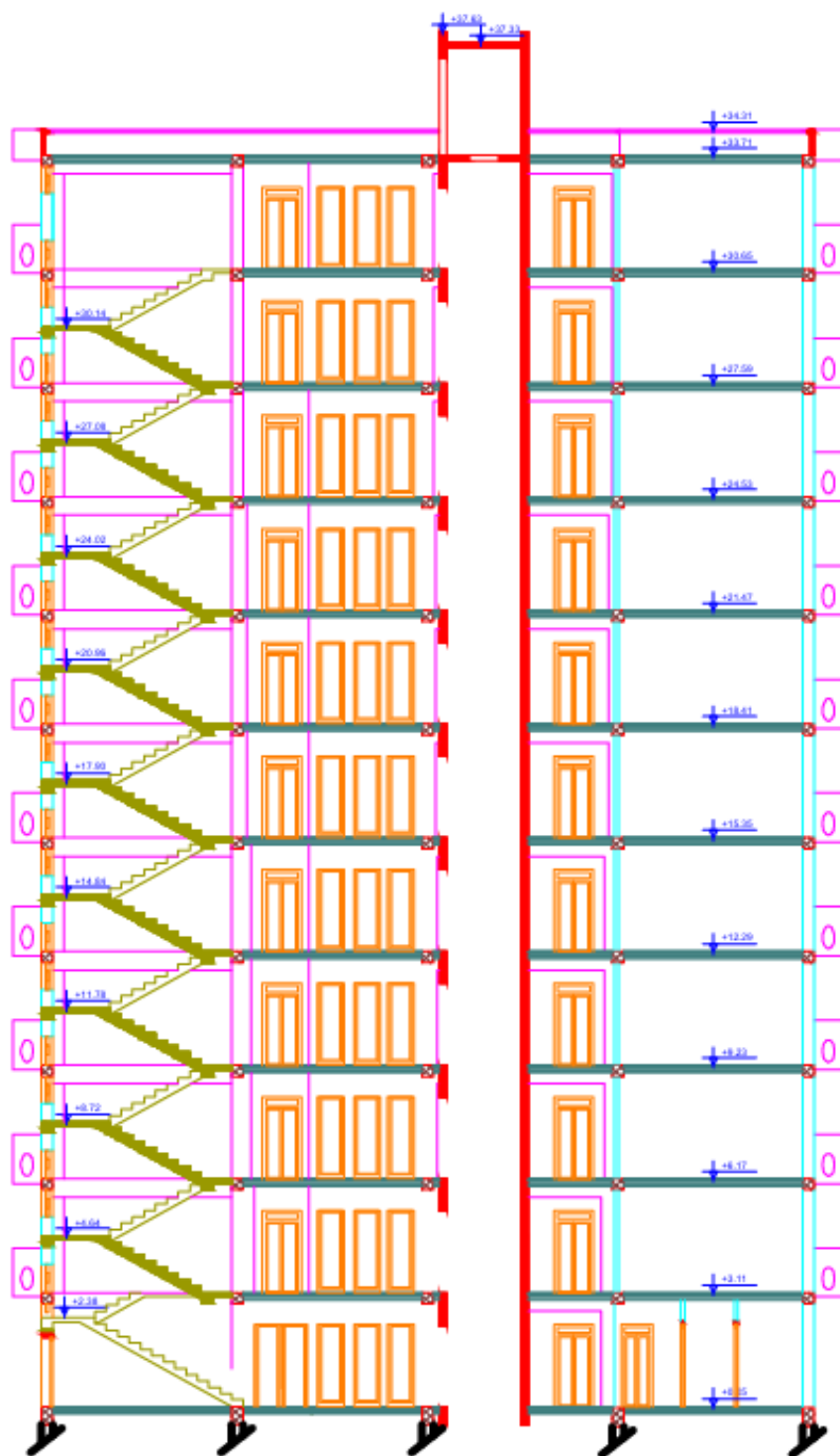
Tableau VII. 5 : Récapitulatif des résultats du ferrailage débord du radier..... 154



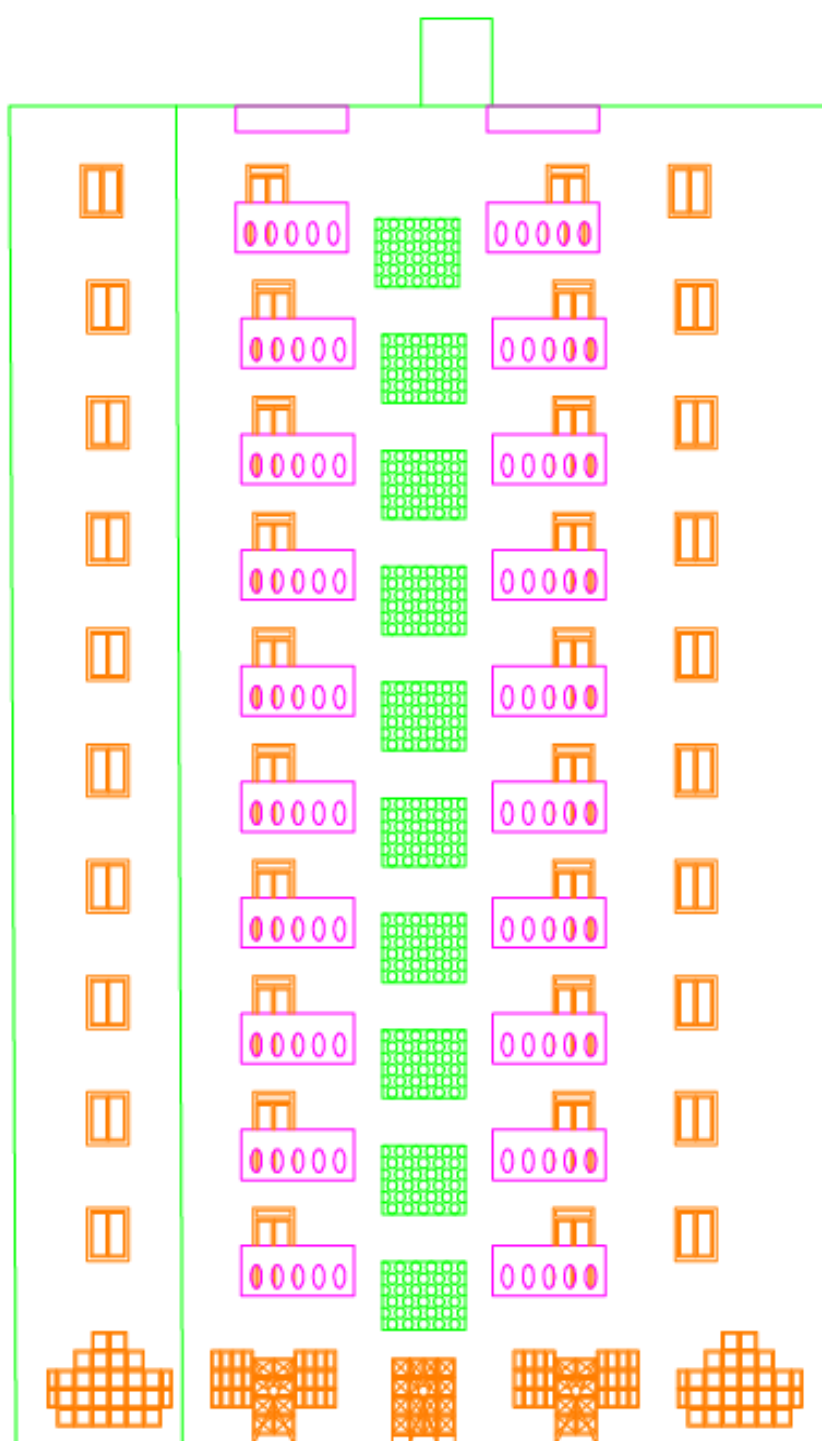
ETAGE RDC



ETAGE 1



coupe A-A



FACADE PRINCIPALE

PARTIE 1 :

ETUDE DU BÂTIMENT

INTRODUCTION GENERALE

Le domaine de la construction a connu de nombreuses évolutions, tant sur le plan de la conception que dans le choix des matériaux. Les séismes survenus à travers le monde ont mis en évidence les limites des structures composées uniquement de portiques, notamment en raison des déplacements inter-étages importants qu'elles subissent. En revanche, les structures contreventées par des systèmes mixtes, associant voiles et portiques, ont montré une meilleure résistance sismique. Dans ce contexte, notre projet de fin d'études porte sur l'analyse structurelle d'un bâtiment à usage d'habitation de dix étages (R+10), situé à Sétif, une zone classée en sismicité moyenne selon le RPA 2024. Le bâtiment est contreventé par un système mixte (voiles + portiques), et l'étude comprend les étapes suivantes : présentation générale de l'ouvrage, pré-dimensionnement des éléments porteurs, descente de charges, analyse dynamique, ferrailage des éléments structuraux et dimensionnement de l'infrastructure. La modélisation et le calcul des sollicitations ont été réalisés à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis**, tout en respectant les règlements techniques applicables, notamment le **BAEL 91 modifié** et le **RPA 2024**. Ce projet vise à garantir la sécurité de la structure, optimiser les coûts de construction, assurer un bon niveau de confort pour les usagers et préserver l'aspect esthétique du bâtiment. Le choix du béton armé s'explique par ses nombreux avantages : faible coût, durabilité, facilité de mise en œuvre et bonne résistance au feu. Enfin, une attention particulière a été portée aux zones nodales, où des moments fléchissant élevés ont été détectés ; des ajustements ont été réalisés afin de mieux refléter la réalité pratique et d'éviter tout surdimensionnement inutile.

CHAPITRE I :
Présentation de l'ouvrage

I. 1. Introduction :

La stabilité d'un ouvrage dépend de la capacité de ses différents éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles, etc.) à résister aux sollicitations auxquelles ils sont soumis, ainsi que de leurs dimensions et caractéristiques mécaniques.

Par conséquent, le dimensionnement des composants d'une structure repose sur des règlements et des méthodes de calcul éprouvées, tels que le BAEL 91 et le RPA 99 modifié en 2024. Ces référentiels s'appuient sur une connaissance approfondie des propriétés des matériaux de construction (béton et acier) ainsi que sur les principes de dimensionnement et de ferrailage des éléments porteurs, afin d'assurer la sécurité et la durabilité de l'ouvrage.

I. 2. Présentation de L'ouvrage :

L'ouvrage faisant objet de notre étude est un bâtiment **R+10** à usage d'habitation au groupe d'usage 2. Cet ouvrage est implanté dans la wilaya de **Sétif** qui est classée comme zone de moyenne sismicité (**Zone IV**) et dans un site **S2** selon le RPA 99 (Règlement Parasismique Algérien 99 version2003).

> **Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment :**

Longueur en plan	21.60 m
Largeur en plan	22.80 m
Hauteur totale du bâtiment	34.26 m
Hauteur acrotère	0.60 m
Hauteur totale (avec acrotère)	33.66
Hauteur d'étage courant	3.06 m
Hauteur du RDC	3.06 m

I. 3. Conception de la structure :

- **Les planchers :** ce sont des aires, généralement, planes destinées à séparer les différents niveaux d'un bâtiment. Le rôle essentiel des planchers est d'assurer la transmission des charges verticales aux éléments porteurs de l'ossature (poteaux ou voiles). Dans notre projet, les planchers utilisés sont de cors creux.

- **L'acrotère** : c'est un élément en béton armé qui entoure la terrasse inaccessible d'une hauteur de 60 cm et d'épaisseur de 10 cm.
- **Les escaliers** : ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.
- **Les balcons** : Les balcons sont réalisés en dalle pleine.
- **La maçonnerie** : Elle est réalisée en briques creuses comme suit :
 - ✓ Les murs extérieurs : ils sont réalisés en briques creuses à doubles parois d'épaisseur 10 et 15cm, séparées par une lame d'air d'épaisseur 5cm pour l'isolation thermique et phonique.
 - ✓ Les murs intérieurs sont en simples parois réalisés en briques d'épaisseur 10cm.
- **Poteaux** : sont des éléments porteurs verticaux en béton armé, leur rôle est de reprendre les efforts dus aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondations.
- **Poutres**
 - ✓ Les poutres transversales (principales).
 - ✓ Les poutres longitudinales (secondaires).

I.4. Hypothèse de calcul :

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865 \text{ Mpa}$.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195 \text{ Mpa}$.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400 \text{ MPa}$

I. 5. Règles de calcul :

Pour justifier la sécurité de l'ouvrage et de ses éléments, cette étude est élaborée sur la base des réglementations et des normes Algériennes et Internationales suivantes :

1. DTR BC 2 4.8 R.P.A.2024 : Règles Parasismiques Algériennes, désigné ci-après par RPA.
2. DTR BC 2.2 C.B.A. 93 : Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé, désigné ci-après par CBA.
3. DTR BC 2.2 : Charges Permanentes et Charges d'Exploitations, désigné ci-après par CPCE. DTR C 2.4.7 R.N.V. 99 : Règlement Neige et Vent, désigné ci-après par RNV.

4. DTU P 18.702 BAEL 91 modifié 1999 : Règles de Calcul de Béton Armé aux États Limites, désigné ci-après par BAEL.

I.6.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (BAEL91) et tous les règlements applicables en Algérie (RPA 2024).

a) Béton : Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau et éventuellement des adjuvants.

- Le béton est dosé en 350 kg/m³ en ciment CEM II-CPJ 42,5.
- La résistance à la compression à 28 jours : $f_{c28}=25$ MPa.
- La résistance à la traction à 28 jours : $f_{t28}=0,6+0,06 f_{c28}=2,1$ MPa.
- La résistance en compression de calcul à l'ELU : $f_{bu}=0,85f_{cj}/\theta\gamma_b$.
 - Dans les combinaisons fondamentales ($\gamma_b=1,5$) et la durée d'application des charges est supérieure à 24 heures ($\theta=1$) ; $f_{bu}=14,2$ MPa.
 - Dans les combinaisons accidentelles ($\gamma_b=1,15$) et la durée d'application des charges est inférieure à 1 heure ($\theta=0,85$) ; $f_{bu}=21,8$ MPa
- La contrainte tangentielle limite à l'ELS dans les combinaisons fondamentales ($\gamma_b=1,5$) et pour des armatures droites et fissuration préjudiciable ou très préjudiciable :

$$\overline{\tau}_u = \min \{ 0,2 f_{cj} / \gamma_b ; 4 \text{ MPa} \} = 3,33 \text{ MPa.}$$
- La contrainte limite de compression à l'ELS $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 15$ MPa.
- Le module de déformation longitudinale différée à 28 jours : $E_{v28} = 3700 f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 10\,819$ MPa.
- Le module de déformation longitudinale instantanée à 28 jours $E_{i28} = 11\,000 f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 32\,164$ MPa.
- Le coefficient de Poisson :
 - à l'ELU : $\nu = 0$.
 - A l'ELS : $\nu = 0,2$.
- Le module de déformation transversale différée à 28 jours : $G_{v28} = E_{v28}/2 (1 + \nu)$;

- à l'ELU : $G_{v28} = 5\,409 \text{ MPa}$.
- à l'ELS : $G_{v28} = 4\,508 \text{ MPa}$.
- Le module de déformation transversale instantanée à 28 jours : $G_{i28} = E_{i28}/2(1 + \nu)$;
 - à l'ELU : $G_{i28} = 16\,082 \text{ MPa}$.
 - à l'ELS : $G_{i28} = 13\,402 \text{ MPa}$.

b) Acier

Les armatures principales sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E400.

La limite de la limite d'élasticité garantie : $f_e = 400 \text{ MPa}$.

La limite élastique de calcul à l'ELU ; $f_{su} = f_e/\gamma_s$;

- Dans les combinaisons fondamentales ($\gamma_s = 1,15$) ; $f_{su} = 348 \text{ MPa}$.
- Dans les combinaisons accidentelles ($\gamma_s = 1$) ; $f_{su} = 400 \text{ MPa}$.

La contrainte limite de traction à l'ELS est ;

- Fissuration préjudiciable en infrastructure :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ 2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\},$$

Pour les armatures à haute adhérence de diamètre $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$; $\overline{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa}$.

- Fissuration très préjudiciable en superstructure :

$$\overline{\sigma}_{st} = \min \left\{ 1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right\},$$

Pour les armatures à haute adhérence de diamètre $\emptyset \geq 6 \text{ mm}$; $\eta = 1,6$; $\overline{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa}$.

Le module d'élasticité de Yong : $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I.7. Les actions et sollicitations :

I.7.1. Les actions :

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

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

On distingue trois types d'actions

a) Les actions permanentes (G) :

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

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

b) Les actions variables (Q) :

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

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

c) Les actions accidentelles (E) :

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

- ✓ Séisme.
- ✓ Chocs de véhicules routiers.
- ✓ Explosion.
- ✓ Vent.

I.7.2. Les Sollicitations :

Les sollicitations sont les efforts (effort normal, effort tranchant), et les moments (moment de flexion, moment de torsion) calculés à partir des actions par des méthodes appropriées les calculs sont conduits suivant des méthodes scientifiques appuyées sur des données expérimentales.

- **Les combinaisons d'action : selon RPA99** (Article V.5.2)

Les combinaisons d'action à considérer sont :

Situations durables :

$$\text{Situations durables : } \begin{cases} ELU : 1.35 \times G + 1.5 \times Q \\ ELS : G + Q \end{cases}$$

$$\text{Situations accidentelles : } \begin{cases} G + Q \mp E \\ 0.8 \times G \mp E \end{cases}$$

CHAPITRE II :
Pré-dimensionnement Et
Descente des charges

II.1. Pré dimensionnement des éléments

II.1.1. Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA2024** et du **BAEL91modifiées99**. Les résultats obtenus ne sont pas définitifs, ils peuvent être augmentés après vérifications dans la phase du dimensionnement.

II.1.2. Les poutres :

Ce sont des éléments porteurs horizontaux en béton armé, elles transmettent les charges aux poteaux suivant leur emplacement dans la construction. L0Nous avons deux types de poutres :

II.1.2.1. Les poutres (principales) :

❖ Condition de portée (BAEL 91) :

D’après le RPA99/version 2024, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

$b \geq 25\text{cm} ; h \geq 30\text{cm} ; h/b \leq 4 ; b_{\text{max}} \leq 1.5h + b1$

$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10}\right)L_{\text{max}}$

L_{max} : la plus grande portée. $L_{\text{max}} = 530 \text{ cm}$.

$\frac{530}{16} \leq h \leq \frac{530}{10} = 33.12 \leq h \leq 53\text{cm}$.

⇒ On prend : **$h = 40 \text{ cm}$**

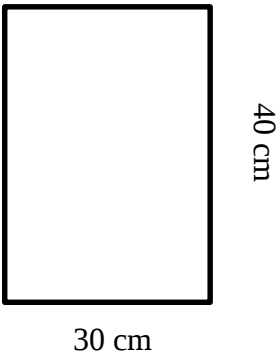


Figure II.1. Dimensions des poutres principales.

$b = (0.3 \div 0.6) 40 = (12 ; 24) \quad ; \text{on prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm}}$

Avec :

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

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

D’après le **RPA 2024(article 7.5.1)**, les poutres doivent respecter les dimensions suivantes :

La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30\text{ cm} \Rightarrow h = 40\text{cm} \implies$ **condition vérifiée.**

La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 25\text{ cm} \Rightarrow b = 30\text{ cm} \implies$ **condition vérifiée.**

II.1.2.2. Les poutres transversales (secondaire) :

❖ **Condition de la portée : Selon les règles BAEL 91 (art B.6.1,1).**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10}\right)L_{\max}$$

$L_{\max}$: la plus grande portée = 480cm

$$\frac{480}{16} \leq h \leq \frac{480}{10} = 30 \leq h \leq 48\text{ cm.}$$

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

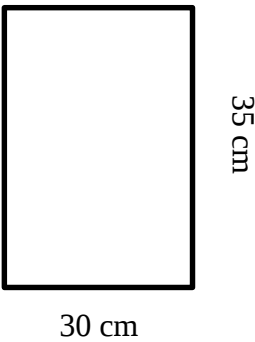


Figure II.2. Dimensions des poutres secondaires

$b = (0.3 \div 0.6) 35 = (10 ; 21)$; on prend : **$b = 30\text{ cm}$**

❖ **Selon le RPA (ver 2024) (article 7.5.1) :**

- $h = 35\text{ cm} \geq 30\text{cm}$ vérifiée.
- $b = 30\text{ cm} \geq 25\text{cm}$ vérifiée.
- $\frac{h}{b} < 4 \implies 35/30 = 1.16 \leq 4$ vérifiée.
- **Conclusion :**

Les conditions de BAEL et RPA sont vérifiées donc les dimensions finales des poutres sont :

-Les poutres principales : **$(b \times h) = (40 \times 30)\text{ cm}^2$**

-Les poutres secondaires : **$(b \times h) = (35 \times 30)\text{ cm}^2$**

II.1.3. Pré dimensionnement des planchers :

II.1.3.1. Planchers à Corps Creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm, selon le **BAEL 91 (art B.6.8, 423)**.

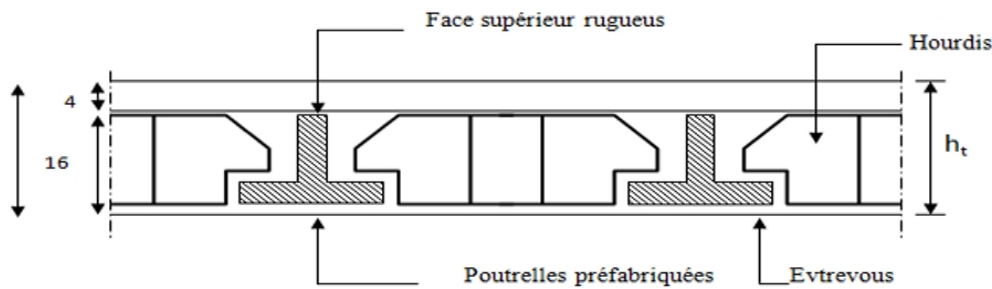


Figure II.3. Plancher à corps creux

❖ Condition de flèche : BAEL91 (art B.6.8, 424).

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche :

L : est la plus grande portée parallèle aux poutrelles (nervure)

($L = \min (L_{x\max} ; L_{y\max})$) : $L = \min (480 ; 530)$

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \implies ht \geq \frac{L}{22.5}$$

h : Hauteur totale du plancher.

$$\frac{ht}{L} \geq \frac{1}{22.5} \implies ht \geq \frac{480}{22.5} \implies ht \geq 21.33cm$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de **h_t = 24cm** :

{ **20cm**: l'épaisseur de corps creux.
 4cm: compression de dalle .

➤ Les caractéristiques géométriques des poutrelles :

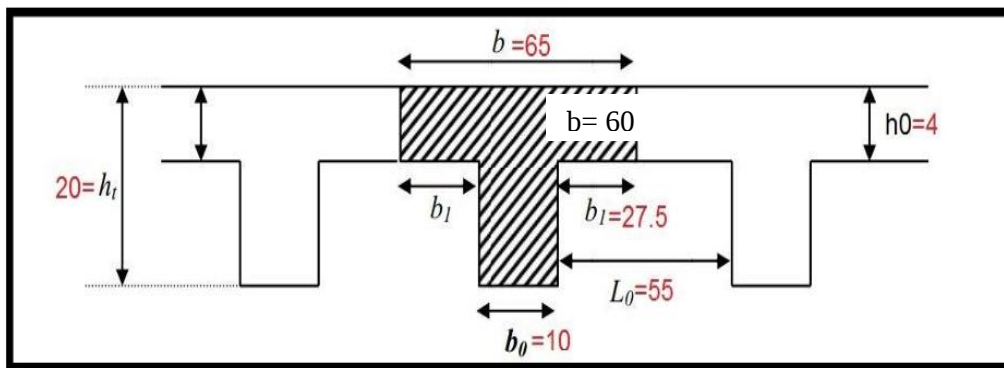
$$0.3ht \leq b_0 \leq 0.6ht \implies 6 \leq b_0 \leq 12 \implies \text{soit } b_0 = 12cm.$$

$$b = \min(\frac{L_0}{2}, \frac{L_{\max}}{10}) \implies L_0 = 65 - 12 = 53cm.$$

$$b_1 = \min(26.5cm, 53cm) \implies b_1 = 27.5cm.$$

La largeur de la table de compression est égale à : ($b = b_0 + 2b_1$)

$$b = 12 + 2 \times (27.5) = 60cm .$$



$b_0=12$

Figure. II.4. Schéma du Nervure.

II.1.3.2. Balcon à dalle pleine :

➤ **Résistance à la flexion :**

- ✓ $e \geq \frac{L_x}{20}$ Pour une dalle sur un seul appui.
- ✓ $\frac{L_x}{35} \geq e \geq \frac{L_x}{30}$ Pour une dalle sur deux appuis.
- ✓ $\frac{L_x}{50} \geq e \geq \frac{L_x}{40}$ Pour une dalle sur trois au quatre appuis.

Dans notre projet on a un seul type du balcon « balcon reposant sur un seul appui » :

$$L_x = 1.10\text{m} \Rightarrow e \geq \frac{110}{20} = 5.5\text{cm}$$

On voit bien que les dimensions de tous les panneaux sont petites, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. On opte pour :

- ✓ 12cm d'épaisseur pour tous les balcons On prend :

e= 12 cm.

II.1.4. Les poteaux (section proposée) :

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leur rôle sont de reprendre les efforts due aux surcharge et charges ramenée par les poutres, et ensuite les transmettre aux fondation. On dimensionne la section du poteau comme suit :

Nous avons proposé une section rectangulaire du poteaux ($40 \times 50cm^2$)

Vérification : Selon les règles (RPA) art (7.4.1) dans la zone IV. Les dimensions que nous allons choisi doivent satisfaire aux conditions suivantes :

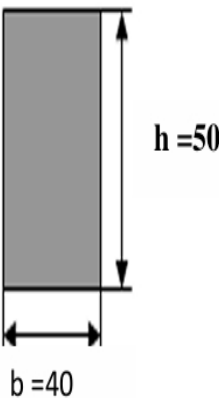
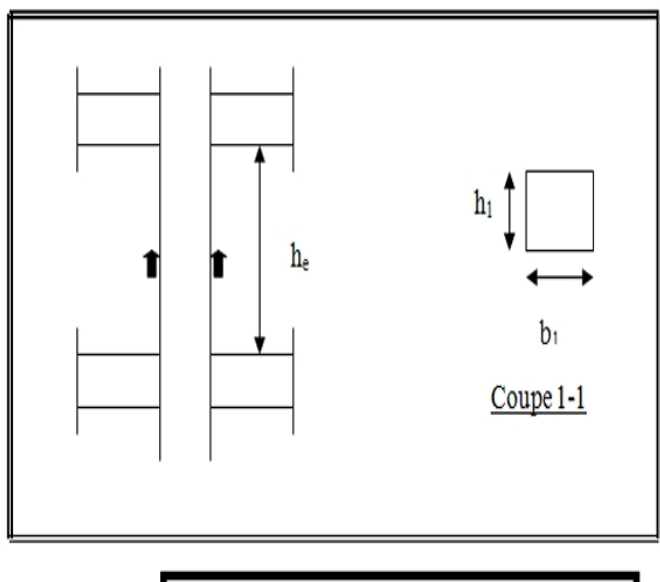


Figure II.5. Coffrage des poteaux. Figure II.6. Dimensions des poteaux.

- ❖ $\text{Min} (b_i, h_i) \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow 40 \text{ cm}$, notre étude on zone IV. **Condition vérifiée**
- ❖ $\text{Min} (b_i ; h_i) \geq \frac{h_e}{20} \Rightarrow h_e = (3.06 - (h_{pp} = 0.4)) = 2.66$
 $\Rightarrow \frac{266}{20} = 13.3 \leq 40$. **Condition vérifiée.**
- ❖ $\frac{1}{4} < \frac{b_i}{h_i} < 4 \Rightarrow 0.25 < 0.8 < 4$ **Condition vérifiée.**

La section sera adoptée après avoir la descente de charge sur les poteaux.

Avec :

- b_i : Largeur de la section
- h_i : Hauteur de la section
- h_e : Hauteur d'étage

II.1.5. Les voiles : RPA/version2024 (article 7.7.1).

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPA. Les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

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

Avec : L : porté du voile. Et a : épaisseur du voile.

L'épaisseur du voile est déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité. Dans notre cas :

$$h_{e_{\max}} = h - h_t = 3.06 - 0.4 = 2.66m.$$

Avec : h = hauteur de la poutre.

h_t = Epaisseur de la poutre .

$$D'où : e \geq \frac{266}{20} = 13.3cm$$

Conclusion :

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

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le RPA, est de $e = 15\text{ cm}$.

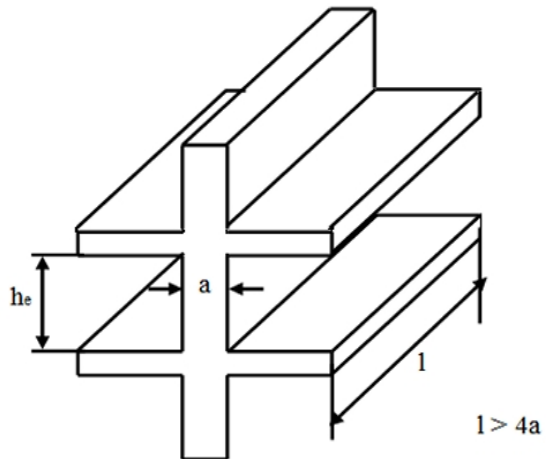
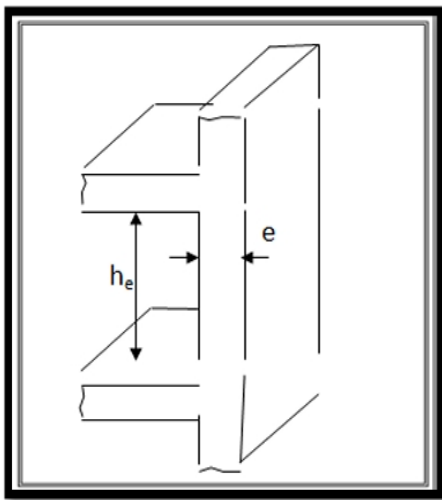


Figure. II.7. Coupe de voile en élévation.

II.1.6. L'escalier :

II.1.6.1. Définition : Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place.

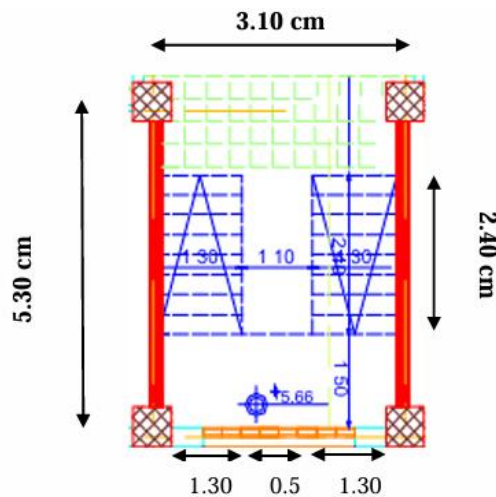


Fig. II.8. Schéma de l'escalier

II.1.6.2. Calcul des dimensionnement (g , h)

Pour assurer le confort des marches et contremarches (g, h) en utilise généralement la Formule de **BLONDEL** :

$2h + g = m$ (h et g en cm)

m : varie entre 59 et 66 cm

$14 \leq h \leq 18$ cm

$25 \leq g \leq 32$ cm

h: hauteur de la contre marche .

g: largeur de marche.

➤ On prend : h = 17 cm ; g = 30 cm

Formule de BLONDEL : $59 \leq g+2h \leq 66$

$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66$ (condition vérifiée) .

- **Nombre de contre marche :**

$n = \frac{H}{h}$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

$n = \frac{3.06}{0.17} = 18$

Pour deux volées n =18.

Pour une volée n =9.

- **Longueur de la volée :**

$L = (n-1) g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$

- **Inclinaison de la paillasse :**

$\tan \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.637 \implies \alpha = 32.5.$

H : hauteur d'étage = 3.06 m.

$L = 2.40 \text{ m.}$

- **Longueur de la volée (paillasse):**

$\cos \alpha = \frac{L}{l} \implies l = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{2.4}{\cos 32.5} = 2.85 \text{ cm}$

- **Épaisseur de la paillasse et palier :**

$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot L$

L : Longueur maximal de escaliers= 5.30m.

$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) \cdot 530 \implies e = (17.66 \div 26.5) \text{ cm on prend } \implies e = 20 \text{ cm}$

II.1.7. L'Acrotère :

L'acrotère est un élément de protection conçu à contourner le bâtiment, c'est un mur périphérique réalisé en béton armé, pour éviter l'infiltration des eaux pluviales. L'acrotère est assimilée à une console encastrée au niveau du plancher terrasse ; elle est soumise à son poids propre « **G** » et à la surcharge d'exploitation « **Q** » due à la main courante qui crée un moment « **MQ** » au niveau de l'encastrement.

Le calcul se fera en flexion composée au niveau de la section d'encastrement pour une bande d'un mètre linéaire, la fissuration étant prise préjudiciable.

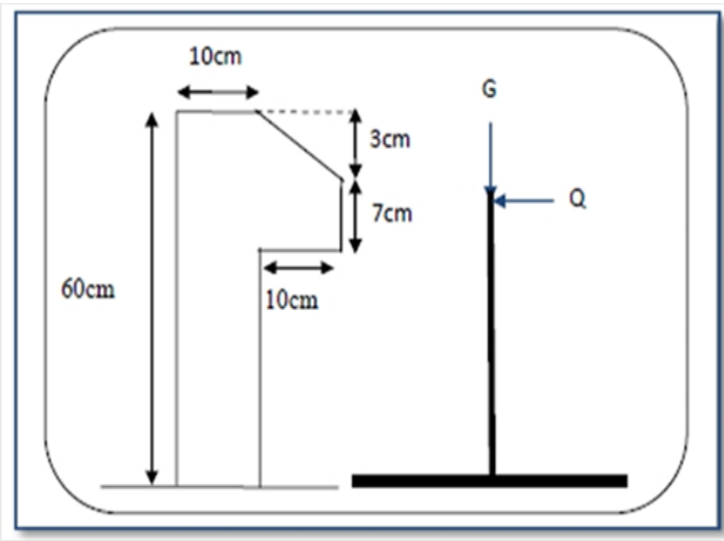


Fig. II.9. Coupe verticale de l'acrotère.

Surface:

$S1 + S2 + S3 = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5)$

$ST = 0.0685 \text{ m}^2.$

Les éléments	L'épaisseur ou section
Poteaux	$(40 \times 50) \text{ cm}^2$
Pouter principale	$(40 \times 30) \text{ cm}^2$
Pouter secondaire	$(35 \times 30) \text{ cm}^2$
Plancher corps creux	20+4
Balcon	12cm
Voile	15cm
Escalier	20cm
Acrotère	0.0685 m^2

Tableau II.1: Résume les dimensionnements des éléments.

II.2. 1. Introduction :

La descente de charge est l’opération qui consiste à calculer toutes les charges qui reviennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu’à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes et les charges d’exploitation.

⇒ Rôle de descente des charges :

- Evaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.
- Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

II.2.2. Evaluation des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2)

II.2.2.1. Plancher terrasse inaccessible :

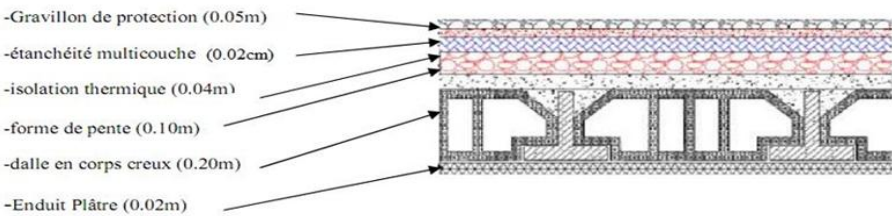


Figure II. 10 : Schéma d’un plancher de terrasse inaccessible

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Gravillon de protection	0.05	15	0.75
2	Etanchéité multicouche	0.05	2.0	0.10
3	Isolation thermique(liège)	0.04	4.0	0.16
4	Forme de pente	0.10	22	2.20
5	Plancher en corps creux	0.24	-	3.10
6	Enduit de plâtre	0.01	10	0.10

Tableau II. 2 : Charge due aux planchers terrasse.

$G = 6.41 \text{ KN/m}^2$. $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.

II.2.2.2. Plancher courant à usage d'habitation :

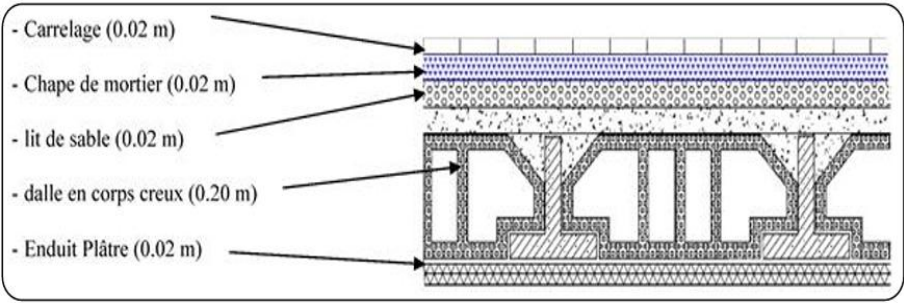


Figure II. 11 : Schéma d'un plancher d'étage courant.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.03	22	0.66
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	17	0.34
4	Plancher en corps creux	0.24	-	3.10
5	Enduit plâtre	0.01	10	0.10
6	Cloisons légères	10	-	0.9

Tableau II. 3 : Charge permanente due aux planchers étage courante.

$G = 5.50 \text{ KN/m}^2$. $Q = 1.50 \text{ KN/m}^2$.

II.2.2.3. Balcon :

Les balcons sont des dalles pleines sur seul appuis.

❖ Balcon terrasse :

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Gravillon de protection	0.05	15	0.80
2	Etanchéité multicouche	0.05	2	0.10
3	Forme de pente	0.10	22	2.20
4	Dalle pleine	0.12	25	3
5	Enduit en ciment	0.02	20	0.4

Tableau II. 4 : Charge permanente d'un balcon terrasse.

$G = 6.50 \text{ KN/m}^2$. $Q = 1.00 \text{ KN/m}^2$.

❖ Balcon étage courant :

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	18	0.36
4	Dalle pleine	0.12	25	3
5	Enduit de ciment	0.02	20	0.4

Tableau II. 5 : Charge permanente d'un balcon étage courant.

$$G = 4.60 \text{ KN/m}^2. Q = 3.5 \text{ KN/m}^2.$$

II.2.2.4. Murs extérieurs :

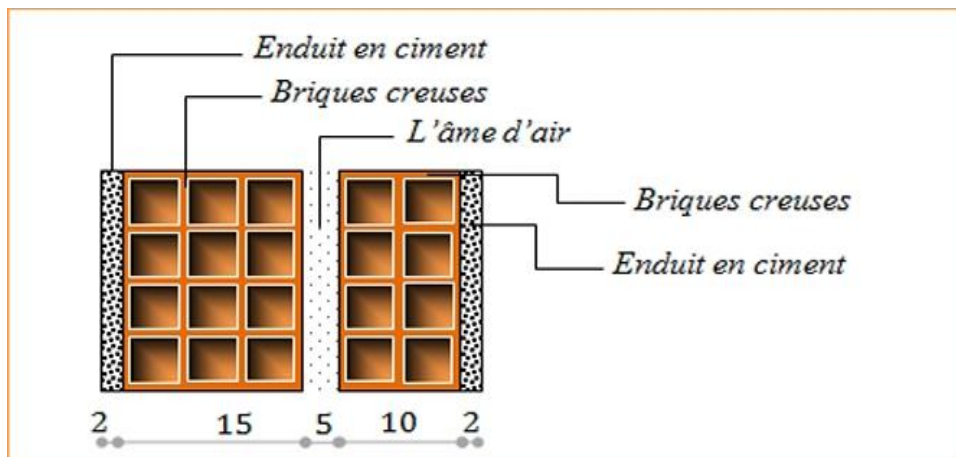


Figure II. 12 : Schéma du mur double cloisons.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Enduit extérieur (ciment)	0.02	20	0.40
2	Brique creuse	0.15	14	2.10
3	Brique creuse	0.10	14	1.40
4	Enduit intérieur (plâtre)	0.015	12	0.18

Tableau II. 6 : Charge permanente d'un mur extérieur.

$$G = 4.08 \text{ KN/m}^2.$$

Avec 30% d'ouverture..... $4.08 \times 0.7 = 2.856 \text{ KN/m}^2$

II.2.2.5. Les escaliers :

A) Paliers : (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Lit de sable	0.02	17	0.34
4	palier	0.20	25	5
5	Enduit de ciment	0.01	10	0.10

Tableau II. 7 : Charge permanente et d'exploitation d'un palier.

$$G=6.28 \text{ KN/ml. } Q=2.50 \text{ KN/ml.}$$

B) Paillasse : (DTR B.C 2.2)

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m³)	G (KN/m²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Poids des marches	0.17	22	$\frac{3.74}{2} = 1.87$
4	Paillasse	0.20	25	5
5	Enduit de plâtre	0.01	10	0.10
6	Grande corps	-	-	0.15

Tableau II. 8 : Charge permanente d'une volée (paillasse).

$$G=7.96 \text{ KN/ml. } Q=2.50 \text{ KN/ml}$$

II.2.2.6. Acrotère :

➤ Surface de l'acrotère :

$$St = (0.6 \times 0.1) + (0.07 \times 0.1) + (0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$$

➤ Charge permanente :

$$G1 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml.}$$

$$G2 = 0.1 \times 0.6 \times 0.18 = 0.108 \text{ KN/ml.}$$

$$G_{\text{total}} = G1 + G2 = 1.7125 + 0.108 = 1.821 \text{ KN/ml.}$$

G1 : Poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

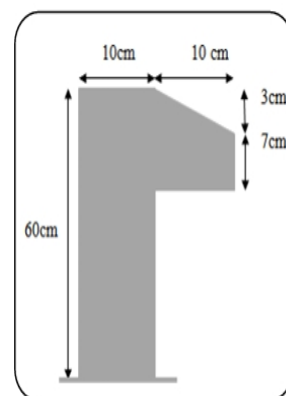


Figure II. 13 : L'acrotère.

➤ **Surcharge :**

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1.00 KN/ml.

$$Q \times 1\text{m} = 1.00 \text{ KN/ml}$$

$$G=1.821 \text{ KN/ml. } Q=1.00 \text{ KN/ml.}$$

➤ **Tableau récapitulatif :**

Elément	Charge permanentes	Surcharges
Plancher terrasse	$G = 6.41 \text{ KN/m}^2$	1.00 KN/m2
Plancher d'Étage courant	$G = 5.50 \text{ KN/m}^2$	1.50 KN/m2
Acrotère	$G=1.821 \text{ KN/ml}$	1.00 KN/m2
Balcon terrasse	$G = 6.50 \text{ KN/m}^2$	1.00 KN/m2
Balcon étage courant	$G = 4.60 \text{ KN/m}^2$	3.50 KN/m2
Murs extérieurs (30 cm)	$G = 2.856 \text{ KN/m}^2$	-
Escalier (palier)	$G=6.28 \text{ KN/ml}$	2.50 KN/m2
paillasse	$G=7.96 \text{ KN/ml}$	2.50 KN/m2

Tableau II. 9 : Résumé des charges permanentes et d'exploitation.

II.2.3. Loi de dégression : DTR B.C.2.2 (art .6.3)

Les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

- Pour la toiture ou terrasse : Q_0
- Pour le dernier étage : Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8Q$ Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

II.2.3.1. Descente des charges sur des poteaux :**II.2.3.1.1. Sur un poteau central (E-4) :**

- **La surface afférente pour la charge permanente :**

$$SG = (2.45+2.65) \times (2.40+2.15) = 23.20\text{m}^2$$

- **La surface afférente pour la charge d'exploitation :**

$$SQ(\text{terrasse}) = (2.55+2.30) \times (2.60+2.80) = 26.19\text{m}^2$$

$$SQ(\text{étage}) = 26.19 - (0.50 \times 0.40) = 25.99\text{m}^2$$

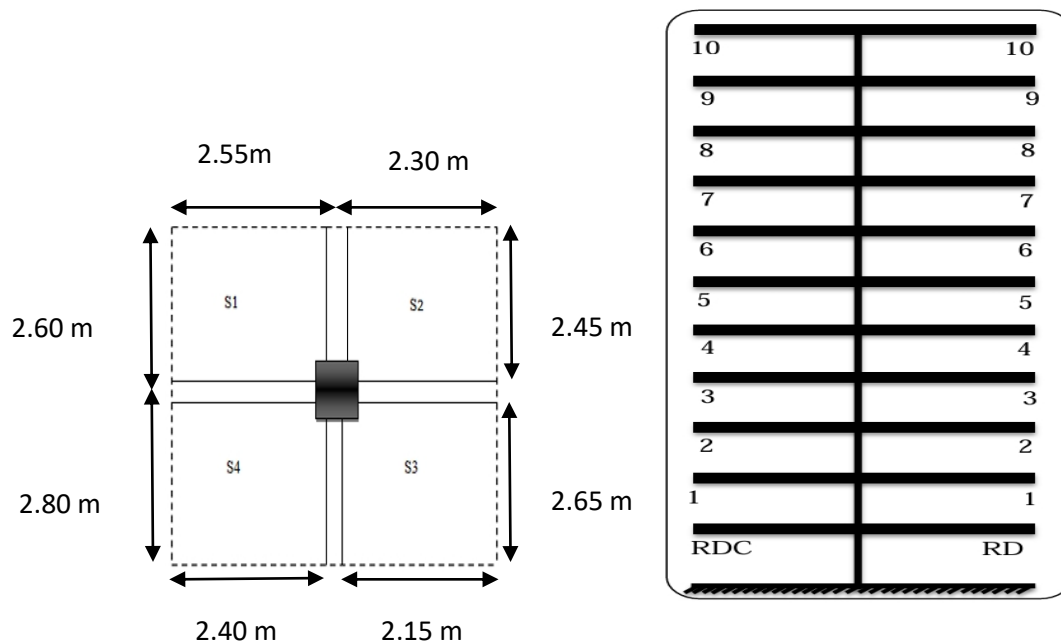


Figure II. 14 : La surface attérente du poteau E-4. **Figure II. 15 :** Coupe vertical des poteaux E-4.

Niveau	Elément	G(KN)	Q(KN)
10-10	Plancher terrasse : (6.41× 23.20) Pp : (0.30×0.40×25×4.90) Ps : (0.30×0.35×25× 4.45) Poteaux : (0.50×0.40×25×3.06) Surcharge :(1×26.19)	148.71 14.70 11.68 15.3	26.19
	Totale	190.39	26.19
9-9	Venant 10-10 Plancher EC :(5.50× 23.20) Pp : (0.30×0.40×25×4.90) Ps : (0.30×0.35×25× 4.45) Poteaux : (0.50×0.40×25×3.06) Surcharge :(1.5×25.99)	190.39 127.60 14.70 11.68 15.3	26.19 38.98
	Totale	359.67	65.17
8-8	Venant 9-9 Plancher EC : Pp : Ps : Poteaux : Surcharge :(0.9×1.5×25.99)	359.67 127.60 14.70 11.68 15.3	65.17 35.08

	Totale	528.95	100.25
7-7	Venant 8-8 Plancher EC : Pp : Ps : Poteaux : Surcharge :(0.8×1.5×25.99)	528.95 127.60 14.70 11.68 15.3	100.25 31.18
	Totale	698.23	131.43
6-6	Venant 7-7 Plancher EC : Pp : Ps : Poteaux : Surcharge :(0.7×1.5×25.99)	698.23 127.60 14.70 11.68 15.3	131.43 27.28
	Totale	867.51	158.71
5-5	Venant 6-6 Plancher EC : Pp : Ps : Poteaux : Surcharge :(0.6×1.5×25.99)	867.51 127.60 14.70 11.68 15.3	158.71 23.39
	Totale	1036.79	182.10
4-4	Venant 5-5 Plancher EC : Pp : Ps : Poteaux : Surcharge :(0.5×1.5×25.99)	1036.79 127.60 14.70 11.68 15.3	182.10 39.48
	Totale	1206.07	221.58
3-3	Venant 4-4 Plancher EC : Pp : Ps : Poteaux : Surcharge :(0.5×1.5×25.99)	1206.07 127.60 14.70 11.68 15.3	221.58 39.48
	Totale	1375.35	261.06
2-2	Venant 3-3 Plancher EC : Pp : Ps : Poteaux : Surcharge :(0.5×1.5×25.99)	1375.35 127.60 14.70 11.68 15.3	261.06 39.48

	Totale	1544.63	300.54
1-1	Venant 2-2	1544.63	300.54
	Plancher EC :	127.60	
	Pp :	14.70	
	Ps :	11.68	
	Poteaux :	15.3	
	Surcharge :(0.5×1.5×25.99)		39.48
	Totale	1713.91	340.02
RDC	Venant 1-1	1713.91	340.02
	Plancher EC :	127.60	
	Pp :	14.70	
	Ps :	11.68	
	Poteaux :	15.3	
	Surcharge :(0.5×1.5×25.99)		39.48
	Totale	1883.19	379.50

Tableau.II.10. Descente des charges du poteau central E-4

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1883.19 + 1.5 \times 379.50 = 3111.55 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 1883.19 + 379.50 = 2262.69 \text{ KN}$$

II.2.3.1.2. Vérification de la section de poteau : BAEL91 (artB.8.4, 1)

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

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{Br \cdot f_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec :

- N_u : Effort normal ultime (compression) = $1.35G + 1.5Q$.
- α : coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .
- B : Surface de la section du béton ($B = b \times h$).
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.50$)situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1.15$)situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400 \text{ MPa}$).
- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).
- A_s : Section d'acier comprimée.
- Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm

D'épaisseur sur toute sa périphérie ($Br = (h-2)(b-2)$) [cm^2].

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} & \text{Si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6\left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 & \text{Si } 50 < \lambda < 70 \end{cases}$$

$$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\begin{cases} \lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{b} \\ \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} \end{cases}$$

$$L_f = 0.7 \times l_0 \implies \text{BAEL91 (art B.3.3, 1)}$$

Selon BAEL, le poteau est encasté dans la fondation et/ou assemblé à des poutres de plancher).

$$l_0 = h_{\text{etage}} - h_{\text{poutre principale}} = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m.}$$

$$\begin{cases} \lambda_x = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 2.66}{0.4} = 16.12 & b = 40 \text{ cm} \\ \lambda_y = \sqrt{12} \times \frac{0.7 \times 2.66}{0.5} = 12.90 & h = 50 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \lambda_y = 12.90 < 50 & \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \\ \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{16.12}{35}\right)^2} & \alpha = 0.8154 \end{cases}$$

$$Br = (h-2)(b-2) = (50-2) \times (40-2) = 1824 \text{ cm}^2.$$

A : est la section d'acier comprimé prise en compte dans le calcul.

$$A = \max(A_{\min}^{BAEL}, A_{\min}^{RPA})$$

$$A_{\min}^{BAEL} = \max(4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0.2\%B)$$

$$\Rightarrow A_{\min}^{BAEL} = \max \left\{ \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 40 \times 50}{100} = 40 \text{ mm}^2, 8 \frac{(b+h)}{100} = 8 \frac{(40+50)}{100} = 72 \text{ mm}^2 \right\} \implies A_{\min}^{BAEL} = 72 \text{ mm}^2 = 7.2 \text{ cm}^2$$

$$\Rightarrow A_{\min}^{RPA} = 1.0\%B \text{ (zone IV) RPA2024(art 7.4.2, 1)}$$

$$A_{\min}^{RPA} = \frac{1.0}{100} \times (50 \times 40) = 20 \text{ cm}^2$$

Alors : $A = \max (7.2\text{cm}^2, 20\text{cm}^2) = A_{min}^{RPA} = 20\text{cm}^2$

$$\bar{N}u = 0.8145 \times \left\{ \frac{182400 \times 25}{0.9 \times 1.50} + \frac{2000 \times 400}{1.15} \right\} \quad \bar{N}u = 3317.80 \text{ KN}$$

$$Nu = 3111.55 \text{ KN}$$

$\bar{N}u > Nu$ Condition vérifié

Nu (KN)	A_{min}^{BAEL} (mm²)	A_{min}^{RPA} (mm²)	A (mm²)	Br (mm²)	$\bar{N}$ (KN)	Condition
3111.55	72	2000	2000	1824	3317.80	Vérifiée

CHAPITRE III :
ETUDE DES ELEMENTS
SECONDAIRES

III.1. Introduction :

Dans toute structure, on distingue généralement deux catégories d'éléments : les éléments porteurs principaux, et les éléments secondaires, qui ne jouent aucun rôle direct dans la stabilité globale de la structure. Ils sont principalement constitués de composants architecturaux ou fonctionnels sans fonction porteuse, parmi lesquels on peut citer : l'acrotère, les escaliers, les balcons, ainsi que les noyaux d'ascenseur.

III.2. L'acrotère :

III.2.1. Définition : L'acrotère est un mur périphérique que on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment ou niveau de terrasse, son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher traverse, se suit également à la protection des envers de maintenance.

III.2.2. Mode de travail : L'acrotère se compte comme une console encastree à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

- 1) L'effet normal dû à son poids propre G .
- 2) La surface horizontale due à la main courante.

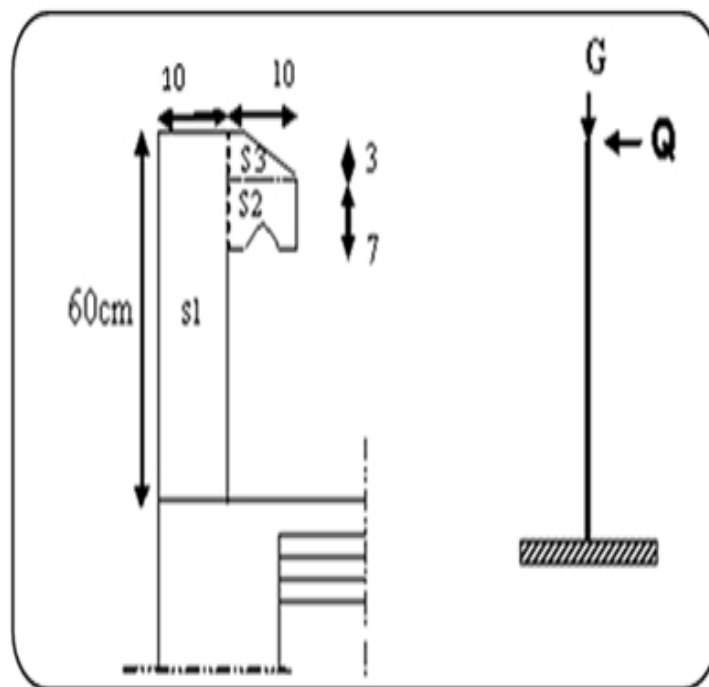


Figure III. 1 : Schéma statique de l'acrotère.

Le calcul des armatures se fait sur une bonde de 1m dont les dimensions sont les suivantes :

- Largeur **b**=100cm, Hauteur **H**=60cm, Epaisseur **e=h**=10cm

➤ **Surface :**

$$ST = S1 + S2 + S3 = (0.6 \times 0.10) + (0.03 \times 0.1 \times 0.5) + (0.1 \times 0.07) = 0.0685 \text{ m}^2$$

III.2.3. Evaluation des charges :

➤ **Charge permanent :**

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

$$G1 = 0.0685 \times 25 = 1.7125 \text{ KN/ml}$$

$$G2 = 0.01 \times 0.6 \times 1800 = 0.108 \text{ KN/ml}$$

$$Gt = G1 + G2 = 1.7125 + 0.108 = 1.821 \text{ KN/ml}$$

➤ **Surcharge :**

• **D'après D.T.R.BC.2.2 :**

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/ml. Pour une terrasse inaccessible Q=1KN/ml.

• **D'après RPA2024 (art.6.2.3) :**

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales suivant la formule :

$$F_{pk} = (A.I.S).C_p.(1 + \frac{3.h_z}{H}).W_p$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2))
- I : Coefficient d'importance (cf. Tableau (3.10))
- S : Coefficient de site (cf. Tableaux (3.3) & (3.4))
- Cp : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (cf. Tableau (6.1))
- Wp : Poids de l'élément considéré.
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base.
- h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base.

La force horizontale de calcul, F_{pk} , s'applique au centre de gravité de l'élément.

A : 0.20

I : 1

S : 1.30

C_p : 0.8

W_p : 1.821 kN/mℓ

H : 34.26m

h_z : 3.06m

$$F_{pk} = (0.20 \cdot 1 \cdot 1.30) \cdot 0.8 \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot 3.06}{34.26}\right) \cdot 1.821 = 0.480 \text{ kN/mℓ}$$

$$F = \max(Q, F_p) \Rightarrow F = Q = 1.00 \text{ kN/mℓ}$$

$$G_t = 1.821 \text{ kN/mℓ} \quad Q = 1 \text{ kN/mℓ}$$

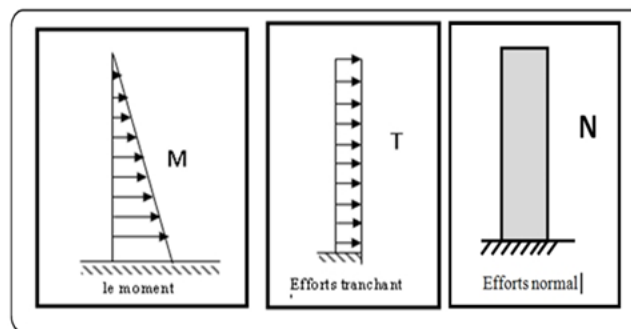


Figure III. 2 : Schéma des sollicitations de l'acrotère.

III.2.4. Calcul des sollicitations :

La section la plus dangereuse se trouve au niveau d'encastrement (à la base).

$$M = F_{pk} \times H = 1.00 \times 0.6 = 0.6 \text{ kN.mℓ}$$

$$N = G_t = 1.821 \text{ kN/mℓ}$$

$$T = Q = 1.00 \text{ kN/mℓ}$$

III.2.5. Les combinaisons d'action :

➤ E.L.U :

$$N_u = 1 \text{ m} \times N = 1.821 \text{ kN/ℓ}$$

✚ Remarque : On ne le majore pas puisque le poids du béton travaille dans le sens favorable.

$$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ KN.m}$$

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1.00 = 1.5 \text{ KN/m}$$

➤ **E.L.S:**

$$N_{ser} = N = 1.821 \text{ KN/m}$$

$$M_{ser} = M = 0.6 \text{ KN.m}$$

III.2.6. Calcul du ferrailage :

Le calcul se fait sur une section rectangulaire de largeur $b=100 \text{ cm}$ et de hauteur $h=10 \text{ cm}$.

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit : $c=3\text{cm}$ à partir de l'axe de l'armature **BAEL91 (art A.7.1)**.

➤ **Diamètre des barres :**

Les diamètres employés sont : $\phi_L \leq h/10 \Rightarrow \phi_L \leq 10\text{mm}$ **BAEL99 (art.A.7.2.1)**.

On prend : $\phi_L = 8\text{mm}$ et on prend : $\phi_t = 6\text{mm} \leq \phi_L = 8 \text{ mm}$ **BAEL99 (art.A.7.2.2)**.

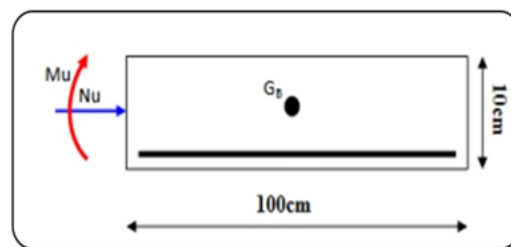


Figure III. 3 : Coupe de ferrailage.

III.2.6.1. Armatures Longitudinales :

➤ **ELU :**

• **Détermination de l'excentricité du centre de pression :**

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{1.821} = 0.494\text{m}.$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.10}{2} - 0.03 = 0.02\text{m} \longrightarrow e = 0.420\text{m} > \frac{h}{2} - c = 0.02\text{m}.$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieure de la section.

Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_a égale au moment par rapport aux armatures tendues.

- Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_a = M_u + N u \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 0.9 + 1.821 \left(\frac{0.10}{2} - 0.03 \right) = 0.936 \text{ KN.m.}$$

$$\mu = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b b d^2} = \frac{0.936 \times 10^3}{14.2 \times 100 \cdot (7)^2} = 0.0134 < \mu \ell = 0.392$$

Donc les armatures comprimées ne sont pas nécessaires ($A' = 0$).

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.0134}) = 0.016$$

$$\beta = (1 - 0.4 \cdot \alpha) = (1 - 0.4 \times 0.016) = 0.99$$

$$A_1^u = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d}$$

$$A_1^u = \frac{0.936 \times 10^3}{348 \times 0.99 \times 7} = 0.38 \text{ cm}^2.$$

- Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

N : est un effort de compression ; $A^u = A_1^u - \frac{N}{100 \bar{\sigma}_s}$, $A' = 0$.

$$A^u = A_1^u - \frac{N}{100 \bar{\sigma}_s} = 0.38 - \frac{1821}{100 \times 348} = 0.32 \text{ cm}^2$$

Ma (KN.m)	μ	α	β	$A_1^u (\text{cm}^2)$	$A^u (\text{cm}^2)$
0.936	0.0134	0.016	0.99	0.38	0.32

Tableau III. 1 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

➤ E.L.S :

- La contrainte de compression de béton : BAEL91(art.A.4.5.2).

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

- La contrainte de traction des armatures : BAEL91(art.A.4.5.3.3).

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s^{-1} = \min(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) = 201.63 \text{ MPa}$.

- Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M^{\text{ser}}}{N^{\text{ser}}} = \frac{0.6}{1.821} = 0.32 \text{ m.}$$

La section est partiellement comprimée.

- Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_a^{\text{ser}} = M^{\text{ser}} + N^{\text{ser}} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 0.6 + 1.821 \left[\left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) \right] \approx 0.6 \text{ KN.m}$$

$$\alpha r b = \frac{15 \bar{\sigma}_{bc}}{15 \bar{\sigma}_{bc} + \bar{\sigma}_s^{-1}} = 0.527$$

$$\mu r b = \frac{\alpha r b}{2} \left(1 - \frac{\alpha r b}{3} \right) = 0.217$$

$$M_{rb} = \mu r b \cdot d^2 \cdot b \cdot \bar{\sigma} b c = 0.217 \times 0.07^2 \times 1 \times 15 \times 10^3 = 15.95 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{\text{ser}} < M r b \implies A' = 0$$

$$Z = d \left(1 - \frac{\alpha r b}{3} \right) = 0.0577 m.$$

$$A_1^{\text{ser}} = \frac{M a^{\text{ser}}}{\bar{\sigma}_s Z} = \frac{6}{201.63 \times 0.0577} = 0.51 \text{ cm}^2$$

• **Calcul de la section à la flexion composée :**

$$A^{\text{ser}} = A_1^{\text{ser}} - \frac{N^{\text{ser}}}{100 \bar{\sigma}_s} = 0.51 - \frac{1821}{100 \times 201.63} = 0.41 \text{ cm}^2$$

III.2.6.2. Les vérifications :

➤ **ELU :**

• **Condition de non Fragilité : BAEL91 (art.A.4.2.1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \left[\frac{e^{\text{ser}} - 0.455d}{e^{\text{ser}} - 0.185d} \right] \implies (\text{cas d'une flexion composée}).$$

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \left[\frac{32 - 0.455 \times 7}{32 - 0.185 \times 7} \right] = 0.79 \text{ cm}^2.$$

• **Pourcentage minimale : BAEL 91 (art.B.5.3,1)**

$$A'_{\min} \geq 0.0025 \times b \times h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2.$$

$$A = \max (A^u; A^{\text{ser}}; A_{\min}; A'_{\min}) \implies A = \max (0.32; 0.41; 0.79; 2.5) = 2.5 \text{ cm}^2.$$

On adopte : **A_l = 5HA8/ml = 2.52 cm².**

• **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91(art A.5.1, 1)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa.}$$

La fissuration est préjudiciable, alors : **BAEL91 (art.A.5.1,211)**

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10 f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \implies \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa.}$$

$$\bar{\tau}_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V}).$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.6.3. Armatures de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)

$$A^r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2} \right) A' = (0.63 \div 1.25) \text{ cm}^2.$$

On adopted: **A^r = 4HA6 = 1.13 cm².**

III.2.6.4. Espacement des armatures :

- Les armatures longitudinales : BAEL 91 (art.B.5.3.3)

$$e_l \leq \min(2.5h ; 25\text{cm}) = \min(2.5 \times 10 ; 25\text{cm}) \Rightarrow e_l < 25\text{cm}$$

$$e_l = \frac{100}{5} = 20\text{ cm} \Rightarrow e_l = 20\text{ cm} < 25\text{cm} \dots\dots\dots(\text{CV}).$$

- Les armatures répartition : BAEL 91 (art.A.8.2.42)

$$e_r \leq \min(4h, 40\text{cm}) = \min(4 \times 10 ; 40\text{cm}) \Rightarrow e_r < 40\text{cm}$$

$$e_r = \frac{100}{4} = 25\text{ cm} \Rightarrow e_r = 25\text{cm} \dots\dots\dots(\text{CV}).$$

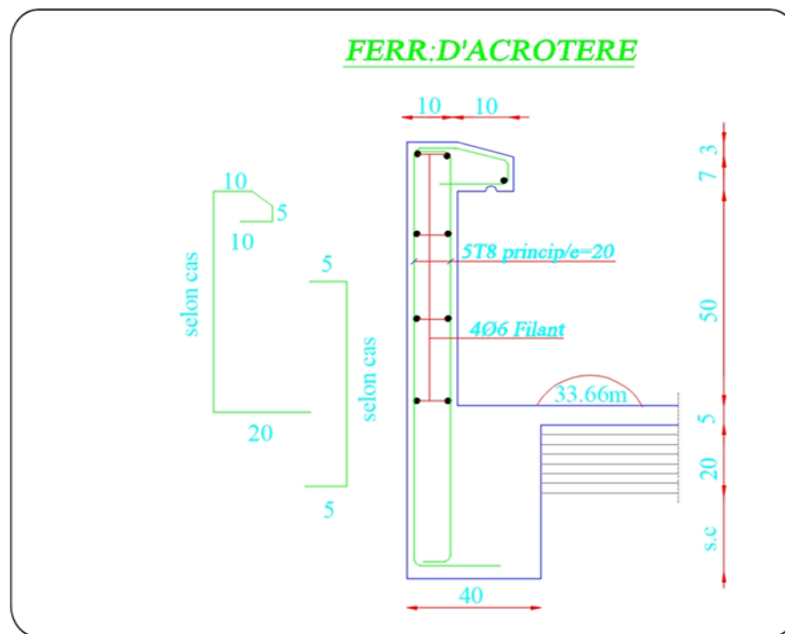


Figure III. 4 : Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3. Les escaliers :

III.3.1. Introduction :

L'escalier est la partie d'ouvrage qui sert à assurer la liaison entre les différents niveaux d'une construction.

III.3.2. Dimensions des escaliers :

Ce type d'escalier est composé de :

- Paliers d'épaisseur $e = 20\text{cm}$.
- Volées parallèles d'épaisseur 20cm .
- Giron $g = 30\text{cm}$.
- Contre marche de 17cm .

Les types étudiés sont représentés par les figures ci-dessous :

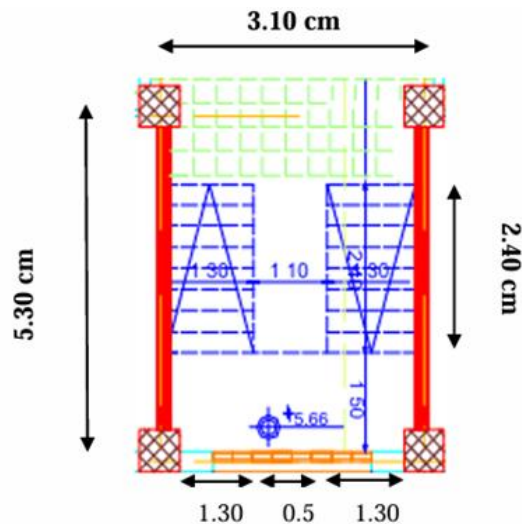


Figure III. 5 : Vue en plan d'escalier.

III.3.3. Etude des volées :

III.3.3.1. Méthode de calcul :

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

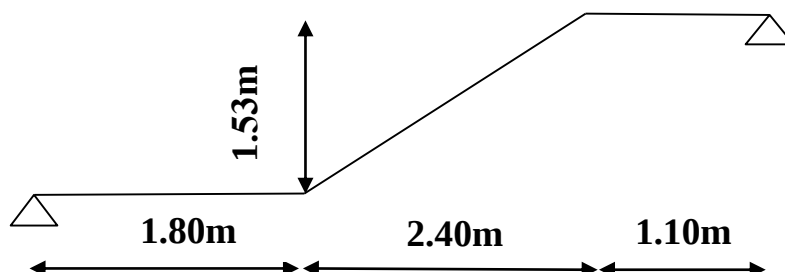


Figure III. 6 : Schéma statique de volée.

III.3.3.2. Les combinaisons d'action :

- E.L.U : $P_u = 1,35g + 1,5q$

- E.L.S : $P_{ser} = g + q$

	G (KN/ml)	Q (KN/ml)	P_u (KN/ml)	P_{ser} (KN/ml)
Paillasse	7.96	2.50	14.50	10.46
Palier	6.28	2.50	12.23	8.78

Tableau III. 2 : Récapitulatif résultats des combinaisons de volée.

III.3.3.3. Calcul des sollicitations :

➤ ELU :

- La charge équivalente : $peq = \frac{P_1L_1 + P_2L_2}{L_1 + L_2}$

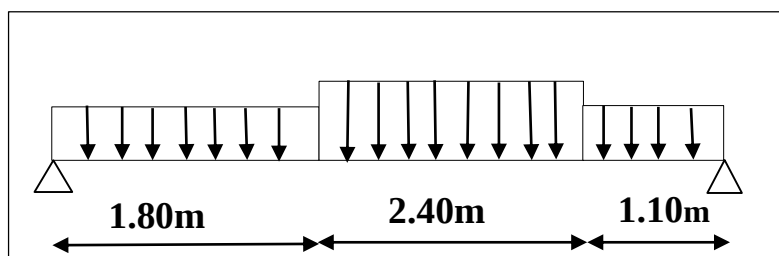


Figure III. 7 : Schéma des charges de volée.

✓ **L'E.L. U**

- La charge équivalente

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2}$$

$$p_{eq} = \frac{12.23(1.80 + 1.10) + (14.50 \times 2.40)}{1.80 + 2.40 + 1.10} = 13.25 \text{ KN/ml}$$

- Calcul des moments

$$M_0 = \frac{p_{eq} l_{eq}^2}{8} = \frac{13.25 \times (5.30)^2}{8} = 46.52 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 46.52 = 39.54 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3 M_0 = 0.3 \times 46.52 = 13.95 \text{ KN.m}$$

- Calcule l'effort tranchant

$$T = p_{eq} \frac{l_{eq}}{2} = 13.25 \times \frac{5.30}{2} = 35.11 \text{ KN}$$

	p_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN.m)
E.L.U	13.25	46.52	39.54	13.95	35.11

Tableau. III.3. Les résultats des moments et l'effort tranchant de l'escalier.

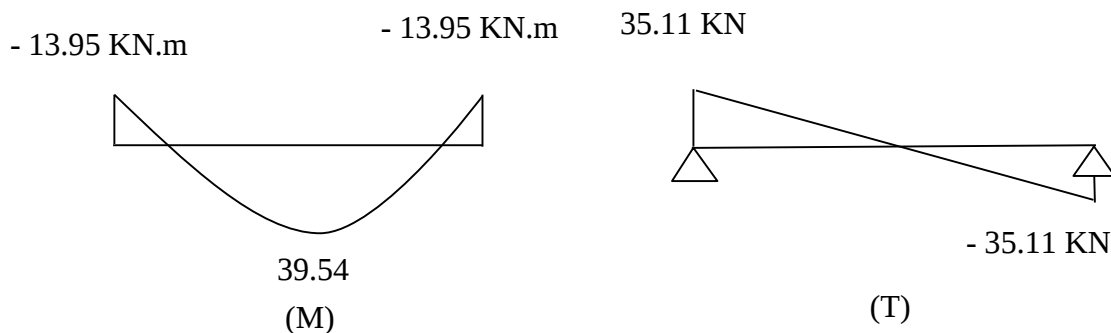


Figure. III.8. Diagramme des moments et d'effort tranchant de l'escalier E.L.U.

✓ **L'E.L. S**

- La charge équivalente

$$p_{eq} = \frac{p_1 L_1 + p_2 L_2}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$p_{eq} = \frac{8.78(1.80 + 1.10) + (10.46 \times 2.40)}{1.80 + 2.70 + 1.10} = 9.54 \text{ KN/ml}$$

• Calcul des moments

$$M_0 = \frac{p_{eq} \cdot l_{eq}^2}{8} = \frac{9.54 \times (5.30)^2}{8} = 33.49 \text{ KN.m}$$

$$M_t = 0.85M_0 = 0.85 \times 33.49 = 28.46 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0.3M_0 = 0.3 \times 33.49 = 10.04 \text{ KN.m}$$

$$T = p_{eq} \frac{l_{eq}}{2} = 9.54 \times \frac{5.30}{2} = 25.28 \text{ KN}$$

	p_{eq} (KN/ml)	M_0 (KN.m)	M_t (KN.m)	M_a (KN.m)	T (KN.m)
E.L.S	9.54	33.49	28.46	10.04	25.28

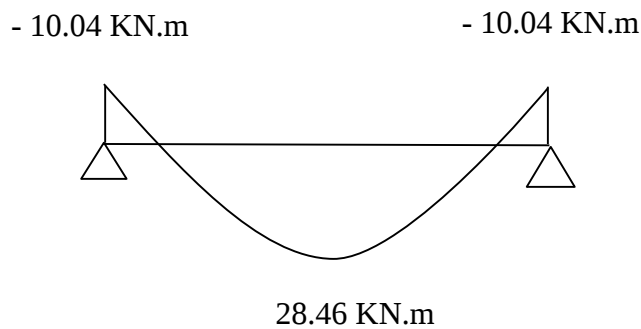


Figure. III.9. Diagramme des moments et d'effort tranchant de l'escalier E.L.S.

III.3.3.4. Calcul de ferrailage :

III.3.3.4.1. Armatures longitudinales :

$$f_e = 400 \text{ MPa}, \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}, h=20 \text{ cm}$$

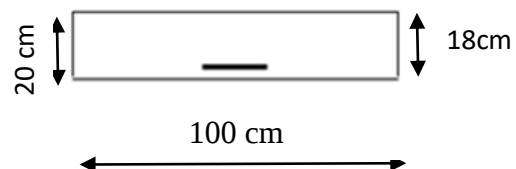
$$b=100 \text{ cm} ; d=h-c (c=2\text{cm}) \implies d=18 \text{ cm}$$

✓ E.L.U :

❖ En Travée

$$\mu = \frac{M_t}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{39540}{14.2 \times 100 \times (18)^2}$$

$$\mu = 0.085 < \mu_l = 0,392 \rightarrow A' = 0$$



La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2(0.085)}] = 0.11$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.11) = 0.95$$

$$\mu = 0.085 \Rightarrow \alpha = 0.11 \Rightarrow \beta = 0.95$$

$$A = \frac{Mt}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{39540}{348 \times 0.95 \times 18} = 6.64 \text{ cm}^2 \Rightarrow A = 6.64 \text{ cm}^2$$

❖ **Sur Appuis**

	Ma (N.m)	μ	A	α	β	$A^{\text{cal}}(\text{cm}^2)$
Sur Appuis	13950	0.030	0	0.038	0.98	2.27

✓ **E.L.S :**

- La fissuration est considérée comme peut nuisible, donc il n'y a aucune vérification concernant σ_s .
- La vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'égalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \text{ avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

	α	Mu (N.m)	M _{ser} (N.m)	γ	fc28 (MPa)	$\bar{\alpha}$	condition
Sur travée	0.085	39540	28460	1.38	25	0.44	C.V
Sur appuis	0.030	13950	10040	1.38	25	0.44	C.V

❖ **Condition de non fragilité : BAEL (A.4.2,1)**

$$A_{\text{tmin}} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{En travée : } A_{\text{min}} \geq 0.23 \times 100 \times 18 \times \frac{2.1}{400} = 2.17 \text{ cm}^2$$

❖ Pourcentage minimal : BAEL91 (art B.6.4)

$$A_{\min}' \geq 0.001 \times b \times h$$

En Travée : $A_{\min}' \geq 0.001 \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2$.

Tableau Récapitulatif : $A = \max (A^{\text{cal}} ; A_{\min} ; A_m')$

Eléments	$A_{\text{calcu}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\min}' (\text{cm}^2)$	$A_{\max} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	6.64	2.17	2	6.64	4HA16=8.04
Appuis	2.27	2.17	2	2.27	3HA12=3.39

III.3.3.4.2. Vérification de l'effort tranchant BAEL91 (A.5.1, 21) :

La contrainte tangente τ_u : BAEL91 (art A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{35110}{1000 \times 180} = 0.19 \text{ MPa}$$

Les armatures d'âme sont droites et les fissurations peu nuisibles, donc

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{ct28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.29 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{C.V})$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- Les armatures de répartition Exercices BAEL 83 (page 23)
- $A_t = A_L / 4$

	$A_L (\text{cm}^2)$	$A_t (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	8.04	2.01	3HA10=3.02
Appuis	3.39	0.84	3HA10=2.36

III.3.3.4.3. Espacement des armatures :

a) Armature longitudinal :

Sur appui :

$$St \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (42 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

$$St = 100/3 = 33.3 \text{ cm} ; \text{ Soit: } St = 33.3 \text{ cm}.$$

Sur travée :

$$St = 100/4 = 25 \text{ cm} ; \text{ Soit : } St = 25 \text{ cm}.$$

b) Armature de répartition :

$$Sr \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (56 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

Sur appui :

$$S_r = 100/3 = 33.3 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_r = 33.3 \text{ cm.}$$

Sur travée :

$$S_r = 100/3 = 33.3 \text{ cm} ; \text{ Soit : } S_r = 33.3 \text{ cm.}$$

III.3.3.4.4. Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.1) :

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{14}{530} = 0.026 < \frac{1}{16} = 0.06 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

$$2) \frac{A}{b \times d} \leq \frac{5.30}{f_e} \Rightarrow 0.0075 < \frac{5.30}{400} = 0.0132 \dots \dots \dots \text{CV}$$

$$3) \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} = \frac{0.85M_0}{10M_0} \leftrightarrow 0.026 < 0.11 \dots \dots \dots \text{C.N.V}$$

On à les conditions sont non vérifiées, on passe au calcul de la flèche selon les règles de BAEL 91.

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

Avec : $f_{adm} = L / 500$, pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée L au plus égale à 5m (BAEL 91(art B.6.5, 3).....Page158

III.3.3.4.5. Calcul de la flèche : BAEL 91 (art B.6.5, 2)

➤ **Calcul du centre de gravité de la section homogène :**

$$Y_G = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i} = \frac{bh \frac{h}{2} + \eta A_s d}{bh + \eta A_s} ; \text{ Avec : } \eta \text{ coefficient d'équivalence } (\eta = 15)$$

$$Y_{Gh} = \frac{100 \times 20 \times 7 + 15 \times 8.04 \times 18}{100 \times 14 + 15 \times 8.04} = 10.63$$

$$\text{Alors : } Y'_G = h - Y_G = 20 - 10.63 = 9.37 \text{ cm.}$$

$$\delta = d - Y'_G = 18 - 9.37 = 8.63 \text{ cm}$$

➤ **Calcul du moment d'inertie de la section homogène :**

$$I_o = \frac{b}{3} (Y_G^3 + Y'_G{}^3) + \eta \times A \times \delta^2$$

$$I_o = \frac{100}{3} ((10.63)^3 + (9.37)^3) + (15 \times 8.04 \times (8.63)^2) = 76442.38 \text{ cm}^4$$

1) Déformations instantanées :

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho}$$

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{8.04}{18 \times 100} = 0.0044$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1$ MPa

$$\lambda_i = \frac{0.05 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0044} = 4.77$$

2) Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100}\right) \times 0.0044} = 1.90$$

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

III.3.3.4.6. Calcul du moment fléchissant d'ELS :

$\left\{ \begin{array}{l} g : \text{c'est l'ensemble de la charge permanent} \\ J : \text{charge permanente sans revêtement.} \\ \rho : \text{C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supporté par l'élément considéré.} \end{array} \right.$

$$g = \frac{(G_{\text{palier}} \times L_{\text{palier}}) + (G_{\text{paillasse}} \times L_{\text{paillasse}})}{(L_{\text{palier}} + L_{\text{paillasse}})}$$

$$g = \frac{(6280 \times 1.10) + (7960 \times 2.40)}{(1.10 + 2.40)} = 7432 \text{ N/ml}$$

$$j = \frac{(G_{\text{dalle.pleine}} \times L_{\text{palier}}) + (\text{poids de paillasse} + \text{poids de marche}) \times L_{\text{paillasse}}}{L_{\text{palier}} \times L_{\text{paillasse}}}$$

$$j = \frac{(3000 \times 1.10) + ((1870 + 5000) \times 2.40)}{(1.10 + 2.40)} = 5653.71 \text{ N/ml}$$

$$\rho = g + Q = 7432 + 2500 = 9932 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 7432 \times 5.30^2}{8} = 22181.26 \text{ N.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 5653.71 \times 5.30^2}{8} = 16873.85 \text{ N.m}$$

$$M_\rho = \frac{0.85 \times \rho \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 9932 \times 5.30^2}{8} = 29642.67 \text{ N.m}$$

▪ Calcul des contraintes de traction effective de l'armature :

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, en appliquant la formule (61) (P. Charon) pour déterminer les contraintes en a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 0.94 \Rightarrow \beta_1 = 0,864 \text{ (Règles B.A.E.L 80)}$$

$$\sigma_s^g = \frac{M_{ser}^g}{\beta_1 A_{sd}} = \frac{22181.26}{0.864 \times 8.04 \times 18} = 177.39 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^j = \frac{M_{ser}^j}{\beta_1 A_{sd}} = \frac{16873.85}{0.864 \times 8.04 \times 18} = 134.94 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^p = \frac{M_{ser}^p}{\beta_1 A_{sd}} = \frac{29642.67}{0.864 \times 8.04 \times 18} = 237.06 \text{ MPa}$$

▪ Calcul du coefficient μ :

$$\mu = 1 - \frac{1,75 f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}} ; \quad (A=0 \text{ si } \mu=0)$$

$$\mu_g = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0094 \times 177.39 + 2,1} = 0.58$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0094 \times 134.94 + 2,1} = 0.48$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0.0094 \times 237.06 + 2,1} = 0.66$$

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \times \sqrt[3]{25} = 32164,20 \text{ MPa (BAEL 91.art A.2.1.21) Page 9}$$

D'autre part :

$$I_{Fv}^g = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu_g} = 1,1 \frac{76442.38}{1 + 1.90 \times 0.58} = 40003.14 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^g = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_g} = 1,1 \frac{76442.38}{1 + 4.77 \times 0.58} = 22324.27 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^j = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_j} = 1,1 \frac{76442.38}{1 + 4.77 \times 0.48} = 25561.35 \text{ cm}^4$$

$$I_{Fi}^p = 1,1 \frac{I_0}{1 + \lambda_i \mu_p} = 1,1 \frac{76442.38}{1 + 4.77 \times 0.66} = 20270.62 \text{ cm}^4$$

➤ **Calcule de la flèche :**

$$f_{gi} = \frac{M_{ser}^g l^2}{10 E_{ij} I_{Fi}^g} = \frac{22181.26 \times 530^2}{10 \times 32164.20 \times 22324.27} = 0.86 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{M_{ser}^j l^2}{10 E_{ij} I_{Fi}^j} = \frac{16873.85 \times 530^2}{10 \times 32164.20 \times 25561.35} = 0.57 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{M_{ser}^p l^2}{10 E_{ij} I_{Fi}^p} = \frac{29642.67 \times 530^2}{10 \times 32164.20 \times 20270.62} = 1.27 \text{ cm}$$

$$f_{gv} = \frac{M_{ser}^g l^2}{10 E_{ij} I_{Fv}^g} = \frac{22181.26 \times 530^2}{10 \times 32164.20 \times 40003.14} = 0.48 \text{ cm}$$

III.3.4. Calcul de la poutre palière :

III.3.4.1. Pré-dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le **BAEL** et vérifié en considérant le **RPA2024**.

Selon le **BAEL 91 A** partir de la condition de la flèche.

La hauteur 'h' de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{L}{16} \leq h \leq \frac{L}{10} \Rightarrow \frac{530}{16} \leq h \leq \frac{530}{10} \\ 33.13 \leq h \leq 53 \text{ cm} \end{array} \right.$$

D'après le RPA ; on prend : **h = 40cm**

La largeur b de la poutre palière doit être :

$$\left\{ \begin{array}{l} 0.3h \leq b \leq 0.6h \\ 12 \leq b \leq 24 \text{ cm, on prend : } \mathbf{b = 30 \text{ cm.}} \end{array} \right.$$

Selon le RPA 2024 art (7.5.1)

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 : \text{vérifier, } h = 40 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ b \geq 20 : \text{vérifier, } b = 30 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \\ \frac{h}{b} = \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée.} \end{array} \right.$$

⇒ Donc on choisit une section de la poutre palière (40×30) cm²

-Poids propre de la poutre : **g = 0.4 × 0.30 × 25 = 3 KN**

III.3.4.2. Evaluation des charges :

On prend une largeur d'escalier qui est : **b = 1m**

-Poids du palier : **G = 6.28 KN/ml**

-Poids de la paillasse : **G = 7.96 KN/ml**

➤ **La réaction d'escalier ou niveau du palier :**

$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} = \left(\frac{7.96 \times 1.10 + 6.28 \times 2.40}{1.10 + 2.40} \right) \times \frac{5.30}{2} = 18.04 \text{ KN/ml}$$

➤ **La surcharge :**

$$q = Q \times \frac{L}{2} = 2.5 \times \frac{5.30}{2} = 6.62 \text{ KN/ml}$$

➤ **Poids du mur :**

$$P_m = G_m \times \left(\frac{h}{2} \right) - h_{p.sec} = 2.856 \times \left[\left(\frac{3.06}{2} \right) - 0.35 \right] = 3.37 \text{ KN/ml}$$

III.3.4.3. Calcul de la poutre en flexion :**A) Combinaison d'action :**

ELU : $P_u = 1.35(g + p + p_m) + 1.5q$

$$P_u = 1.35(3 + 18.04 + 3.37) + 1.5(6.62) = 42.88 \text{ KN/ml}$$

ELS: $P_{ser} = g + p + p_m + q$

$$P_{ser} = 3 + 18.04 + 3.37 + 6.62 = 31.03 \text{ KN/ml}$$

III.3.4.4. Les sollicitations :**ELU :**

$$M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 42880 \times \frac{5.30^2}{12} = 100374.93 \text{ N.m}$$

$$M_t = P_u \times \frac{L^2}{24} = 42880 \times \frac{5.30^2}{24} = 50187.45 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_u \times \frac{L^2}{2} = 42880 \times \frac{5.30^2}{2} = 602249.6 \text{ N.m}$$

ELS:

$$M_a = P_s \times \frac{L^2}{12} = 31030 \times \frac{5.30^2}{12} = 72636.05 \text{ N.m}$$

$$M_t = P_s \times \frac{L^2}{24} = 31030 \times \frac{5.30^2}{24} = 36318.02 \text{ N.m}$$

$$T_u = P_s \times \frac{L^2}{2} = 31030 \times \frac{5.30^2}{2} = 435816.35 \text{ N.m}$$

Elément	Peq (N/m)	Ma (N.m)	Mt (N.ml)	Tu (Nm)
ELU	42880	100374.93	50187.45	602249.60
ELS	31030	72636.05	36318.02	435816.35

Tableau.III.4: Effort interne dans poutre palier.**III.3.4.5. Calcul du ferrailage à l'E.L. U :****➤ Armatures Longitudinales**

On va calculer le balcon plus sollicité : fissuration peu nuisible On prend :

➤ ELU :

$$f_e = 400 \text{ MPa} \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} \quad \mu_l = 0.392$$

$$C = 3 \text{ cm} ; \quad h = 40 \text{ cm} ; \quad b = 30 \text{ cm} ; \quad d = h - C = 40 - 3 = 37 \text{ cm}$$

➤ Sur appui :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{100374.93}{14.2 \times 30 \times 37^2} = 0.172 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2(0.172)}] = 0.237$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.237) = 0.90$$

$$A = \frac{100374.93}{348 \times 0.90 \times 37} = 8.66 \text{ cm}^2$$

A=0 (La section est simplement armée).

Elément	Mu (N.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)
Sur appuis	100374.93	0.172	0.237	0.90	8.66
Sur travée	50187.45	0.086	0.112	0.95	4.10

III.3.4.6. Vérification :

a) Vérification à l'E.L. U :

➤ Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2) :

$$A_{\min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 37 \times \frac{2.1}{400} = 1.34 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : BAEL91 (ART-B.5.3,1)

$$A_{\min}^2 \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2$$

➤ Pourcentage minimal : RPA (art7.5.1.2)

$$A_{\min}^{RPA} \geq 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 30 \times 40 = 6$$

Donc : $A = \max(A_{\min}^1 ; A_{\min}^2 ; A_{\min}^{RPA} ; A^u)$

Elément	A _s (cm ²)	A _{min} ¹	A _{min} ²	A _{min} ^{RPA}	A _{max} (cm ²)
En travée	4.10	1.34	1.2	6	6
En appuis	8.66	1.34	1.2	6	8.66

Tableau.III.5: Le ferrailage de poutre palier.

Donc on choisit la section de ferrailage après le calcul de la poutre palière à la torsion.

b) Vérification à l'E.L. S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type fe E400, la vérification de σ_b est inutile, si la Condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \left(\frac{\gamma-1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Elément	Mu (N.m)	Mser (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	α	Condition
En appuis	100374.93	72636.05	1.38	25	0.44	0.237	C.V
En travée	50187.45	36318.02	1.38	25	0.44	0.112	C.V

Tableau.III.6: Vérification de la contrainte.

III. 3.4.7. Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{602249.60}{300 \times 370} = 5.42 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) \quad (\text{BAEL91 art A.5.1,211})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33; 5) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 5.42 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots (\text{CNV})$$

III.3.4.8. Armatures transversales : D'après le RPA (art.7.5.2.2) :

$$A_t = 0.003 \times S \times b$$

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12\phi_L \right) = \min \left(\frac{40}{4} ; 12\phi_L \right) \Rightarrow S \leq 10 \text{ cm} \Rightarrow S = 8 \text{ cm}$$

$$A_t = 0.003 \times 8 \times 30 = 0.72 \text{ cm} \quad ; \text{ Dans la zone nodale on adopte } \mathbf{2HA8} \text{ (1.01cm}^2\text{)}$$

$$S \leq \frac{40}{4} \Rightarrow S \leq 20 \text{ cm} \Rightarrow S = 18 \text{ cm} \quad ; \text{ Dans la zone courante}$$

$$A_t = 0.003 \times 18 \times 30 = 1.62 \text{ cm} \quad \text{Donc on adopte } \mathbf{4HA8} \text{ (2,01cm)}.$$

III.3.4.9. Calcul de la poutre palière à la torsion :

La torsion de la poutre palière est provoquée par la flexion de l'escalier.

$$M_{tor} = M_{app}(Escalier) = 13950 \text{ N.ml.}$$

Le moment de torsion maximale :

- **Contrainte tangente due à l'effort tranchant : BAEL (art A.5.4.21)**

$$\tau_u = \frac{M_{TOR}}{2 \times \Omega \times e}$$

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

Ω : L'aire du contour tracé à mi- épaisseur de la paroi fictive

$$\Omega : (h - e) (b - e)$$

$$e = \frac{b}{6} = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm} \implies \Omega = (40 - 5) (30 - 5) = 875 \text{ cm}^2$$

$$\tau_u = \frac{13950}{2 \times 875 \times 5} = 1.59 \text{ MPa} \leq \tau_{\bar{u}} = 2.5 \text{ MPa}$$

A) Les armatures longitudinales : (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.4)

$$\Sigma A_l = \frac{U \times M_{TOR}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

μ : Le périmètre du contour d'aire Ω de la section efficace.

ΣA_l = la des sommes des sections aciers longitudinaux.

T_u = le moment de torsion maximale.

$$U = 2[(b - e) + (h - e)] = 2[(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{120 \times 13950}{2 \times 875 \times 348} = 2.74 \text{ cm}^2$$

B) Les armatures transversales : (BAEL 91 ver 99; Art 5.4.4)

$$A_t = \frac{T_u \times S_t}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \implies \frac{13950 \times 10}{2 \times 875 \times 348} = 2.29 \text{ cm}^2$$

S_t : L'espacement d'armature.

- **Espacement :**

- **D'après BAEL 91 (art.A.5.1.22):**

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

$$S_t \leq \min (0.9 \times 37 = 33.3; 40 \text{ cm}) = 33.3 \text{ cm.}$$

- **D'après RPA2024 (Article 7.5.2.2) Pag 53 :**

-**Dans la Zone nodale :** $S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4} ; 12\phi l \right\}$

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{40}{4} = 10 ; 12 \times 1 = 12 \right\} = 10 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 8cm en zone nodale avec longueur suivant :

$$L_r = 2.h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

-Dans la Zone courante : $S_t \leq \frac{h}{2}$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 20 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 15cm en zone courante.

• **La quantité des armatures transversales : BAEL91(art.A.5.4.4)**

$$A_t = \frac{T_u \cdot S_t}{2 \sigma_{fe}} = \frac{13950 \cdot 10}{2 \cdot 875 \cdot 348} = 0.23 \text{ cm}^2$$

• **Section minimale des armatures :**

$$1) A_t \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot f_{tj}) \cdot b \cdot S_t}{0.9 \cdot f_{se}} \quad \text{BAEL91 (art.A.5.1.23)}$$

$$A_t \geq \frac{1.15 \cdot (1.59 - 0.3 \cdot 2.1) \cdot 30 \cdot 16.65}{0.9 \cdot 400} = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$2) A_t \geq 0.003 \times S \times b \quad A_t \geq 0.003 \times 16.65 \times 30 = 1.50 \text{ cm}^2 \text{ RPA2024(art.7.5.2.2)}$$

$$\text{Donc : } A_t = \max (1.53, 1.50) = 1.53 \text{ cm}^2$$

$$\text{Un cadre HA8 + un épingle HA8} = 4 \text{ HA8} = 2.01 \text{ cm}^2$$

❖ **Les armatures totales :**

$$1) \text{ Armatures longitudinales : } A_l^{tot} = A_l^{fl} + A_l^{tor}$$

$$\text{Nappe supérieure : } A_l^{tot} = A_l^{fl} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 8.66 + \frac{2.74}{2} = 10.03 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^{tot} = \mathbf{5HA16} = 10.05 \text{ cm}^2$$

$$\text{Nappe inférieure : } A_l^{tot} = A_l^{fl} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 6 + 0.75 = 6.75 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^{tot} = \mathbf{6HA12} = 6.79 \text{ cm}^2$$

III.3.4.11. Dessin de ferrailage de la poutre palière :

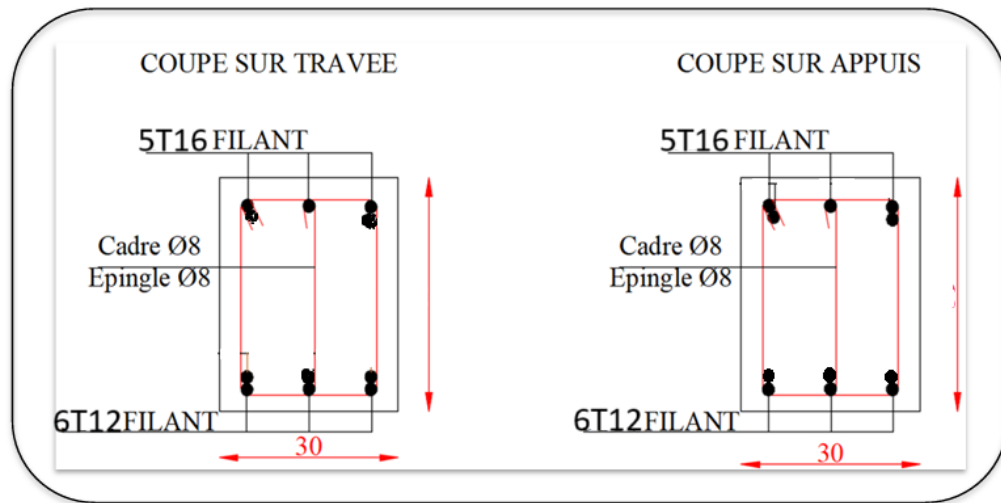


Fig.III.11:Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.4. Balcon :

III.4.1. Introduction :

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres.

Définition :

Le balcon est une dalle pleine en béton armé, encastrée dans une poutre de rive.

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la Flexion simple.

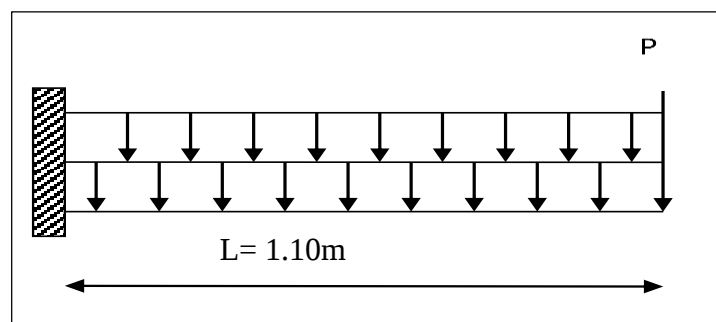


Fig.III.12:Schéma statique de balcon

III.4.2. Caractéristique du balcon :

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{110}{318} = 0.34 < 0.4$$

(Donc la dalle travaille dans un seul sens)

III.4.3. Evaluation des charges :

III.4.3.1. Terrasse :

$$G = G \times 1m = 6500 \times 1m = 6500 \text{ N/ml (charge permanentes).}$$

$$Q = Q \times 1m = 1000 \times 1m = 1000 \text{ N/ml (surcharge d'exploitation).}$$

$$P = 1.82 \times 1m = 1820 \text{ N/ml (Poids de l'acrotère)}$$

III.4.3.2. Étage Courant :

$$G = G \times 1m = 4600 \times 1m = 4600 \text{ N/ml (charge permanentes).}$$

$$Q = Q \times 1m = 3500 \times 1m = 3500 \text{ N/ml (surcharge d'exploitation)}$$

$$P = 2.85 \times 1m = 2850 \text{ N/ml (poids du mur extérieure).}$$

III.4.4. Calcul des sollicitations :

A) Terrasse :

$$M_g = g.l^2/2 = 6500 \times (1.10)^2/2 = 3932.5 \text{ N.m}$$

$$M_q = q.l^2/2 = 1000 \times (1.10)^2/2 = 605 \text{ N.m}$$

$$M_p = P.l = 1820 \times (1.10) = 2002 \text{ N.m}$$

$$T_g = g.l = 6500 \times (1.10) = 7150 \text{ N}$$

$$T_q = q.l = 1000 \times (1.10) = 1100 \text{ N}$$

$$T_p = 1820 \text{ N}$$

B) Étage Courant :

$$M_g = g.l^2/2 = 4600 \times (1.10)^2/2 = 2783 \text{ N.m}$$

$$M_q = q.l^2/2 = 3500 \times (1.10)^2/2 = 2117.5 \text{ N.m}$$

$$M_p = q.l = 2850 \times (1.10) = 3135 \text{ N.m}$$

$$T_g = g.l = 4600 \times (1.45) = 8439 \text{ N}$$

$$T_q = q.l = 3500 \times (1.45) = 5075 \text{ N}$$

$$T_p = 2850 \text{ N}$$

III.4.4. Les Combinaisons d'action :

• E.L.U :

$$M_u = 1,35 (M_g + M_p) + 1,5M_q$$

$$T_u = 1,35 (T_g + T_p) + 1,5 T_q$$

• E.L.S :

$$M_{ser} = M_g + M_p + 1,5M_q$$

		Terrasse	Étage courant
ELU	M_u (N.m)	8919.075	11165.55
	T_u (N.m)	13759.5	22852.65
ELS	M_{ser} (N.m)	6842	9094.25

Tableau.III.8 : Effort interne dans balcons (ELU) et (ELS)

III.4.5. Calcul du ferrailage :

4.5.1 Armatures Longitudinales :

4.5.1.1. Terrasse :

• E.L.U :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{8919.075}{14.2 \times 100 \times (10)^2} = 0.062$$

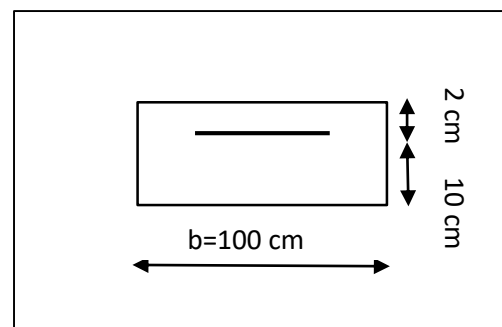
$$\mu = 0,062 < \mu_\ell = 0,392 \rightarrow A' = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2(0.062)}] = 0.080$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.080) = 0.968$$

$$A = \frac{8919.075}{348 \times 0.968 \times 10} = 2.64 \text{ cm}^2$$



Chapitre III : ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRE

Element	M_t	μ	α	β	$A^u(\text{cm}^2)$
Terrasse	8919.075	0.062	0.080	0.968	2.64
Étage Courant	11165.55	0.078	0.101	0.959	3.34

- E.L.S

- Vérification à l'E.L. S :

Tant que la section est rectangulaire soumise à la flexion simple et dont les armatures sont de type fe E400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \left(\frac{\gamma - 1}{2} \right) + \left(\frac{f_{c28}}{100} \right) \Rightarrow \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Element	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	f_{c28} (MPa)	$\bar{\alpha}$	α	condition
Terrasse	8919.075	6842	1.30	25	0.4	0.080	CV
Étage Courant	11165.55	9094.25	1.22	25	0.36	0.101	CV

- Pourcentage minimale : BAEL91 (art B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0,001 \times b \times h = 0,001 \times 100 \times 10 = 1\text{cm}^2$$

- Condition de non fragilité : BAEL (art A.4.2)

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

$$A_{\min} \geq 0,23 \times 100 \times 10 \times \frac{2.1}{400} = 1.20 \text{ cm}^2.$$

- Tableau récapitulatif : $A = \max (A_u ; A_{\min} ; A'_{\min})$

Étage Terrasse :

$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
2.64	1	1.20	2.64	3HA12=3.39

Étage courant :

$A_u(\text{cm}^2)$	$A_{\min}(\text{cm}^2)$	$A'_{\min}(\text{cm}^2)$	$A(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
3.34	1	1.20	3.34	3HA12=3.39

4.5.2. Vérification De L'effort tranchant : BAEL91 (A.5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{22852.65}{1000 \times 100} = 0.228 \text{ MPa}$$

La fissuration est peu nuisible : $\bar{\tau}_u = \min \{0,13f_{c28}, 5\text{MPa}\} = 3,25 \text{ MPa}$.

$$\tau_u = 0,228 \text{ MPa} < \frac{b}{3} = 3,25 \text{ MPa} \rightarrow (\text{c.v})$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

4.5.3. Les Armatures de répartition :

- **Terrasse:** $A_r = \frac{A}{3} = \frac{3.39}{3} = 1.13 \text{ cm}^2$

On adopte : $A_r = 3\text{HA6} = 0.85 \text{ cm}^2$

- **Étage courant :**

$$A_r = \frac{A}{3} = \frac{3.39}{3} = 1.13 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_r = 3\text{HA6} = 1.13 \text{ cm}^2$

4.6. Espacement Entre Les Armatures :

❖ **Les armatures longitudinales :**

- **Terrasse:** $S_t = \frac{100}{3} = 33.33$ Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$.

- **Étage courant :** $S_t = \frac{100}{3} = 33.33$ Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$.

❖ **Les armatures transversales :**

- **Terrasse :** $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$.

- **Étage courant :** $S_t = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm}$. Soit : $S_t = 30 \text{ cm}$.

Les écartements choisis pour les armatures sont admissibles puisqu'ils sont inférieurs aux valeurs max données par :

$$S_t^l = \min (3h; 33 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^l = 30 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

$$S_t^r = \min (4h; 45 \text{ cm}) \Rightarrow S_t^r = 30 \text{ cm} < 45 \text{ cm}$$

III.4.7. Vérification de la flèche : BAEL91 (art B.6.5, 2)

- $\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_o} \rightarrow \frac{14}{120} = 0.12 > 0.1 \quad (M_t=M_o) \dots\dots\dots(\text{c.v})$

- $\frac{A}{b_0 \times d} \leq \frac{3.9}{400}$

A) Étage courant : $\frac{3.39}{100 \times 10} = 0.003 < \frac{3.9}{400} = 0.009 \dots\dots\dots (cv)$

B) Terrasse : $\frac{3.08}{100 \times 10} = 0.003 < \frac{3.9}{400} = 0.009 \dots\dots\dots (cv)$

$h/L \geq 1/16 \quad 12/120 = 0.1 > 1/16 = 0.062 \dots\dots\dots (cv)$

Les trois conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

III.4.8. Présentation du ferrailage :

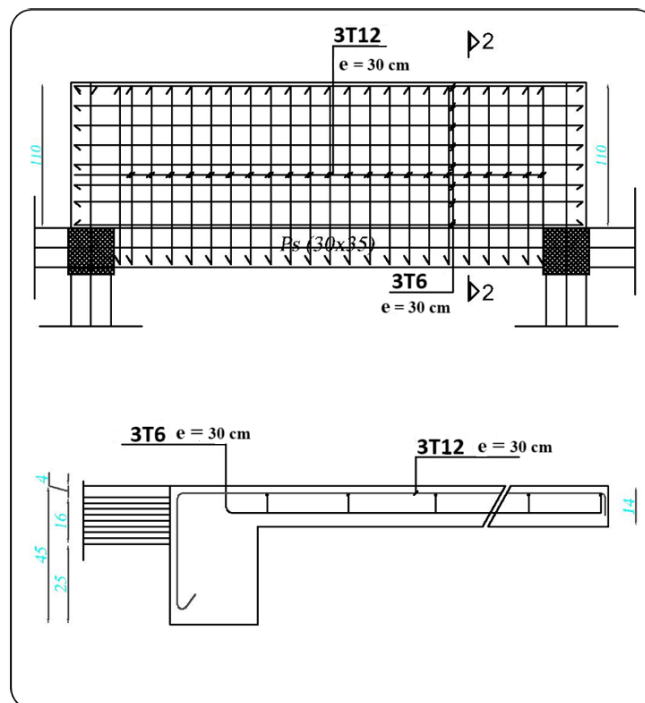


Figure III. 13 : Schémas du ferrailage de balcon.

CHAPITRE IV :
ETUDE DES PLANCHERS

IV.1. Les Planchers à Corps Creux :

IV.1.1. Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges Verticales puis les transmettent aux éléments porteurs et aussi ils isolent les différents étages Du point de vue thermique et acoustique, la structure étudiée comporte des planchers à corps Creux... Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelle), et par des éléments de remplissage (corps creux) .de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^3$, avec une dalle de Compression de 4 cm d'épaisseur.

❖ **Planchers à corps creux** ($20+4=20\text{cm}$)

Plancher = Poutrelle + Corps-ceux + Dalle de compression.

IV.1.2. Méthode De Calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un Bâtiment, Nous citerons comme exemple la méthode forfaitaire et la méthode exacte

Le bon choix de la Méthode de calcul permet d'aboutir de bon résultats c'est-à-dire la Détermination de la Section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire.

On va utiliser méthode Forfaitaire sur les conditions d'application sont remplies.

🚦 **Domain d'application BAEL91 (Art B.6.2, 210)**

Pour déterminer les moments en appui et en travée, il est possible utiliser la méthode Forfaitaire si les conditions suivantes à vérifier :

✓ Plancher à charge d'exploitation modérée : $(Q \leq \min(2G; 5\text{KN}))$.

$Q=1 \leq \min(2 \times 6.41=12.82\text{KN} ; 5\text{KN})$ CV

✓ Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes. Travées en continuité : $(I_1, I_2, I_3, I_4 \dots = \text{Constante})$.

✓ Les portées successives sont dans un rapport compris entre : $(0.8 \leq \frac{L_1}{L_2} \leq 1.25)$

$(0.8 \leq \frac{4.6}{5.10} \leq 1.25) \implies$ CV

✓ La fissuration est peu nuisible (F.P.N) : $(C=2 - 2.5 \text{ cm})$

A. Plancher terrasse inaccessible :

$G=6.41 \text{ kN/m}^2$; $Q=1 \text{ kN/m}^2$

🚦 **Combinaisons d'actions :**

ELU :

$P_u = (1.35G + 1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 6.41 + 1.5 \times 1) \times 0.6$

$P_u = 6.09 \text{ KN/m}^2$

ELS :

$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.6 = (6.41+1) \times 0.6$$

$$P_{ser} = 4.44 \text{ KN/m}^2$$

B. Plancher étage courant :

$$G=5.50\text{KN/m}^2 \quad ; \quad Q=1.5 \text{ KN/m}^2$$

Comбинаisons d'actions :

ELU :

$$P_u = (1.35G+1.5Q) \times 0.6 = (1.35 \times 5.50 + 1.5 \times 1.5) \times 0.6$$

$$P_u = 5.80 \text{ KN/m}$$

ELS :

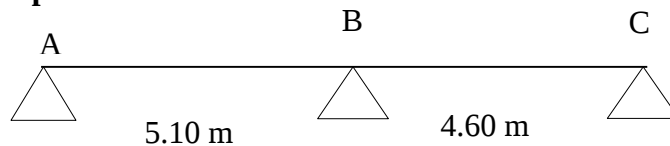
$$P_{ser} = (G + Q) \times 0.6 = (5.50+1.5) \times 0.6$$

$$P_{ser} = 4.20 \text{ KN/m}^2$$

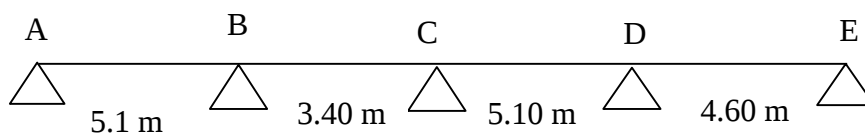
Niveau	G(KN/m ²)	Q(KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	P _{ser} (KN/m ²)
Etages terrasse	6.41	1.00	6.09	4.44
Etages courant	5.50	1.50	5.80	4.20

C. Les types des planchers :

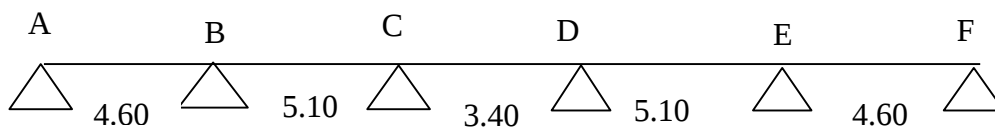
Type01 :



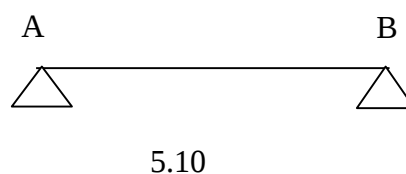
Type02 :



Type03 :



Type04 :



IV.1.3. Le principe de calcul :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G}$$

$$\text{travée de riv : } \max \begin{cases} Mt \geq -\frac{Mg+Md}{2} M0 + \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M0 \\ Mt \geq \frac{Mg+Md}{2} M0 \end{cases}$$

$$\text{travée intermédiaire : } \max \begin{cases} Mt \geq -\frac{Mg+Md}{2} M0 + \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M0 \\ Mt \geq \frac{Mg+Md}{2} M0 \end{cases}$$

M_t : Moment maximale dans la travée continue.

M_0 : Moment maximale dans la travée de référence.

M_g : M_d : Moment sur l'appui de gauche et l'appui de droite.

IV.1.4. Exemple de calcul :

A. Plancher d étage courant :

- ELU :

$$q_u = 5.80 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0u} = q_u \frac{L^2}{8}$$

$$M_{0,AB} = 5.80 \times \frac{5.10^2}{8} = 18.87 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0,BC} = 5.80 \times \frac{4.60^2}{8} = 15.35 \text{ KN/ml}$$

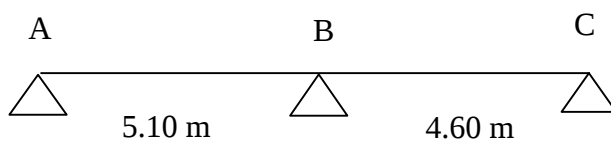
- Les moments en appuis :

$$M_{\alpha A} = -0,2 \times 18.87 = -3.77 \text{ KN.m}$$

$$M_{\alpha B} = -0,6 \times \max(M_{0,AB}; M_{0,BC}) = -11.32 \text{ KN.m}$$

$$M_{\alpha C} = -0,2 \times 15.35 = -3.07 \text{ KN.m}$$

- Les moments en travée :



Travée AB :

$$\max \begin{cases} Mt \geq -\frac{Mg+Md}{2} M0 + \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M0 \\ Mt \geq \frac{Mg+Md}{2} M0 \end{cases}$$

$$\text{avec } \begin{cases} Mt \geq 12.53 \\ Mt \geq 11.93 \end{cases} \implies \text{On prend } M_t = 12.53 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$\max \begin{cases} Mt \geq -\frac{Mg+Md}{2} M0 + \max[(1 + 0,3\alpha); 1,05] M0 \\ Mt \geq \frac{Mg+Md}{2} M0 \end{cases}$$

$$\text{avec } \begin{cases} Mt \geq 9.70 \\ Mt \geq 9.70 \end{cases} \implies \text{On prend } M_t = 9.70 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$q_s = 4,20 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0s} = q_s \frac{L^2}{8}$$

$$M_{0,AB} = 4,20 \times \frac{5,10^2}{8} = 13.65 \text{ KN/ml}$$

$$M_{0,BC} = 4,220 \times \frac{4,60^2}{8} = 11.10 \text{ KN/ml}$$

- **Les moments en appuis :**

$$M_{\alpha A} = -0,2 \times 113.65 = -2,73 \text{ KN.m}$$

$$M_{\alpha B} = -0,6 \times \max(M_{0,AB}; M_{0,BC}) = -8.19 \text{ KN.m}$$

$$M_{\alpha C} = -0,2 \times 11.10 = -2,22 \text{ KN.m}$$

- **Les moments en travée :**

Travée AB :

$$\text{avec } \begin{cases} Mt \geq 9.07 \\ Mt \geq 8.63 \end{cases} \implies \text{On prend } M_t = 9.07 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$\text{avec } \begin{cases} Mt \geq 7.02 \\ Mt \geq 7.02 \end{cases} \implies \text{On prend } M_t = 7.02 \text{ KN}$$

IV.2. Calcul des ferraillements :**Ferrailage en travée ELU :****Le moment de la table :**

$$M_{tb} = \sigma_{bc} \times b \times h_0 \times \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$d = 0,9 \times h = 0,9 \times 20 = 18 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm}; h_0 = 4 \text{ cm}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \times f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ Mpa}$$

$$M_{tb} = 14,17 \times 600 \times 40 \times \left(180 - \frac{40}{2}\right) = 54,41 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tb} = 54,41 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tu} = 12,53 \text{ KN} \cdot \text{m}$$

$$M_{tb} \geq M_{tu}$$

Donc l'axe neutre se trouve dans la table et on calcule comme une section rectangulaire.

Vérification de l'existence des armatures comprimées A :

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = 0,046 \leq \mu_l = 0,392$$

$$\text{Situation normale FeE400 ; } \mu < \mu_l \longrightarrow A' \text{ n'existe pas } a_s > a_l \longrightarrow a_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,058$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,97$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11590}{348 \times 0,97 \times 18} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 f_{c28} = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Le choix :

$$A = \text{Max}(A_{\min}; A) ; A = 2,05 \text{ cm}^2$$

$$\text{D'après l'abaque } A = 2,26 \longrightarrow 2T12$$

Ferraillage en travée ELS :**Vérification des conditions :**

- a) Flexion simple CV
- b) Section rectangulaire (b .h) CV
- c) FeE400 CV
- d) Fissuration peu nuisible CV
- e) $A \leq \frac{\gamma-1}{2} + \frac{fc28}{100}$

$$\gamma = \frac{M_{tu}}{M_{ts}} = \frac{12.53}{9.07} = 1,38$$

$$\alpha = 0,058 \leq \frac{1,38-1}{2} + \frac{25}{100} = 0,44 \longrightarrow \text{CV}$$

Les conditions sont remplies

Le ferraillage avec ELU sera maintenu

Ferraillage en appuis ELU :**Vérification de l'existence des armatures comprimées A :**

$$\mu = \frac{M_{tu}}{\sigma_{bc} \times b \times d^2} = 0,206 \leq \mu_l = 0,392$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0,291$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 0,884$$

$$A = \frac{M_{tu}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{11324}{348 \times 0,884 \times 18} = 2,05 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{f_e}$$

$$ft28 = 0,6 + 0,06fc28 = 0,6 + 0,06 \times 25 = 2,1 \text{ Mpa}$$

$$A_{\min} = 0,26 \text{ cm}^2$$

Le choix :

$$A = \text{Max} (A_{\min} ; A)$$

$$A = 2,05 \text{ cm}^2$$

D'après l'abaque $A=2,26 \longrightarrow 2T12$

Ferraillage en appuis ELS :

Les conditions sont remplies $\longrightarrow$ le ferraillage avec ELU sera maintenu.

Vérification de la flèche :

$$a) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{510} = 0,03 \leq 0,06 \longrightarrow \text{CV}$$

$$b) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_{ts}}{M_{as}} \longrightarrow 0,04 \leq 0,110 \quad \text{CV}$$

$$c) \frac{A_{tu}}{b_0 \times d} \leq \frac{4,2}{f_e} \longrightarrow \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,010 \leq 0,010 \quad \text{CV}$$

Avec :

l: la portée de la travée entre nus d'appui

h :La hauteur totale de la section droite

d : la hauteur utile de la section droite

b₀ :la largeur de la nervure

M_{tser} : le moment en travée maximal à ELS

M_{as} : le moment en appui maximal à ELS

A : a section des armatures tendue

f_e : la limite élastique de l'acier utilisé(en MPa)

-Ces trois conditions ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire

G : La charge permanente après mise en place des cloisons (g = G) [KN/m²]

j : La charge permanente avant mise en place des cloisons)

p : La charge permanente + la charge d'exploitation [KN/m²]

Calcul des moments fléchissant :

$$\begin{cases} M_g = \frac{G.L^2}{8} = 17.88 \text{KN.m} \\ M_p = \frac{P.L^2}{8} = 17.88 \text{KN.m} \\ M_j = \frac{j.L^2}{8} = 22.75 \text{KN.m} \end{cases}$$

Module de déformation longitudinale :

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_c 28} = 32164,19 \text{MPa}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_c 28} = 10818,86 \text{MPa}$$

Calcul du moment d'inertie :

$$I_0 = \frac{b_0}{3} (v_1^3 + v_2^3) + (b - b_0) \times h_0 \left[\frac{h_0^2}{12} + \left(v_1 - \frac{h_0}{12} \right)^2 \right] + 15 \times A \times (v_2 - c_2)^2$$

$$\text{Avec : } c_2 = \frac{h}{10} = \frac{20}{10} = 2$$

$$v_1 = \frac{b_0 \times \frac{h^2}{2} + (b - b_0) \times \frac{h_0^2}{2} + 15 \times A \times d}{b_0 \times h + (b - b_0) \times h_0 + 15 \times A}$$

$$v_1 = \frac{12 \times \frac{20^2}{2} + (60-12) \times \frac{4^2}{2} + 15 \times 2,26 \times 18}{12 \times 20 + (60-12) \times 4 + 15 \times 2,26} = 7,28 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 \quad ; \quad v_2 = 12,72 \text{ cm}$$

$$I_0 = 21861,21 \text{ cm}^4$$

Pourcentages des armatures :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{2,26}{12 \times 18} = 0,010$$

$$\rho_1 = \rho \times 100 = 1 \quad \beta = 0,860$$

Calcul des contraintes suivant les sollicitations :

$$\sigma_{sg} = \frac{Mg}{A \times \beta \times d} = 511,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sp} = \frac{Mp}{A \times \beta \times d} = 511,13 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{sj} = \frac{Mj}{A \times \beta \times d} = 598,25 \text{ MPa}$$

Calcul de μ_g , μ_p , μ_j :

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_{sg} + ft28} \right] = 0,99$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_{sp} + ft28} \right] = 0,99$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1,75 \times ft28}{4 \times \rho \times \sigma_{sj} + ft28} \right] = 0,99$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

$$I_f = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda \times \mu)}$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times ft28}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = 0,040$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times ft28}{(2 + 3 \times \frac{b_0}{b}) \times \rho} = 0,016$$

$$I_{fig} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_g)} = 23131,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fij} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \lambda_i \times \mu_j)} = 23131,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times 10}{(1 + \lambda_i \times \mu_p)} = 23131,33 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 10}{(1 + \lambda_v \times \mu_g)} = 23672,36 \text{ cm}^4$$

Calcul d'a flèche :

$$f_{gi} = \frac{Mg \times l^2}{9 \times Ei \times I_{fi}} = 1.27 \text{ cm}$$

$$f_{ji} = \frac{Mj \times l^2}{9 \times Ei \times I_{fij}} = 1.27 \text{ cm}$$

$$f_{pi} = \frac{Mp \times l^2}{9 \times Ei \times I_{fi}} = 1.62 \text{ cm}$$

$$F_{gv} = \frac{Mg \times l^2}{9 \times Ei \times I_{fv}} = 1.24 \text{ cm}$$

Avec :

f_{gv} et f_{gi} : flèches dues aux charges permanents totales différées et instantanées respectivement.

f_{ji} : flèches dues aux charges permanents appliquées au moment de la mise œuvre des cloisons.

f_{pi} : flèche due à l'ensemble des charges appliquées (G+Q) .

La flèche totale :

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,32 \text{ cm}$$

$$F_{adm} = \frac{L}{1000} + 0,5 = 1.01 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Delta f_t = 0.32 \text{ cm} \leq F_{adm} = 1.01 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Plancher	G(KN/m ²)	Q(KN /m ²)	ELU(KN /ml)	ELS(KN /ml)
terrasse	6.41	1.00	6.06	4.44
Etage courant	5.50	1.50	5.80	4.20

Tableau.IV.1 : Les combinaisons en travée et appuis

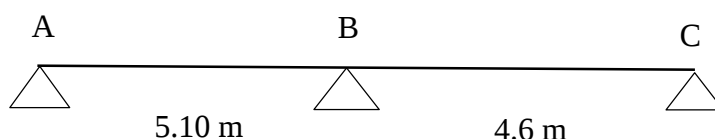
• Plancher étage courant :

Type	Appuis	ELUR			ELS		
		M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)	M _o (KN.m)	M _t (KN.m)	M _a (KN.m)
Type 1	A	18.87	12.53	-3.77	13.65	9.07	-2.73
	B	15.35	9.70	-11.32	11.10	7.02	-8.19
	C			-3.07			-2.22
Type2	A	18.87	13.48	-3.77	13.65	9.75	-2.73
	B	8.38	4.46	-9.43	6.06	3.23	-6.82
	C	18.87	11.59	-7.54	13.65	8.38	-5.46
	D	15.35	10.08	-9.43	11.10	7.29	-6.82
	E			-3.07			-2.22
Type3	A	15.35	10.08	-3.07	11.10	7.29	-2.22
	B	18.87	11.59	-3.07	13.65	8.38	-6.82
	C	8.38	4.46	-9.43	6.06	3.23	-5.46
	D	18.87	11.59	-7.54	13.65	8.38	-5.46
	E	15.35	10.08	-9.43	11.10	7.29	-6.82
	F			-3.07			-2.22
Type4	A	17.87	11.90	-3.77	12.14	8.65	-2.43
	B			-10.32			-7.36

Tableau.IV.2 : Récapitulatif Résultats du Moments pour la poutrelle

IV.2.1. Vérification de l'effort tranchant :

Type 1 :



Travée AB :

$$V_d = \frac{qu \times LAB}{2} + \frac{Mg - Md}{LAB} = \frac{5,5 \times 5.10}{2} + \frac{3.77 - 11.32}{5.10} = 12.54 \text{ KN}$$

$$V_g = -\frac{qu \times LAB}{2} + \frac{Mg - Md}{LAB} = -\frac{5,5 \times 5.10}{2} + \frac{3.77 - 11.32}{5.10} = -15.50 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_d = \frac{qu \times LBC}{2} + \frac{Mg - Md}{LBC} = \frac{5,5 \times 4.6}{2} + \frac{11.32 - 3.07}{4.6} = 14.44 \text{ KN}$$

$$V_g = -\frac{qu \times LBC}{2} + \frac{Mg - Md}{LBC} = -\frac{5,5 \times 4.6}{2} + \frac{11.32 - 3.07}{4.6} = -10.85 \text{ KN}$$

Les diagrammes :

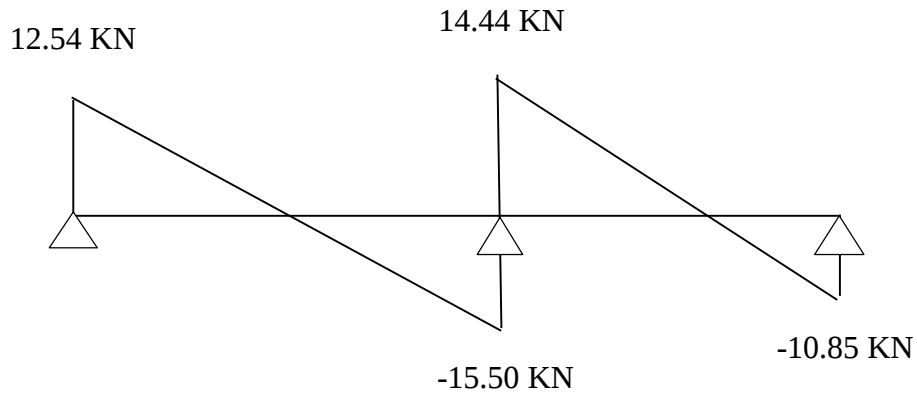
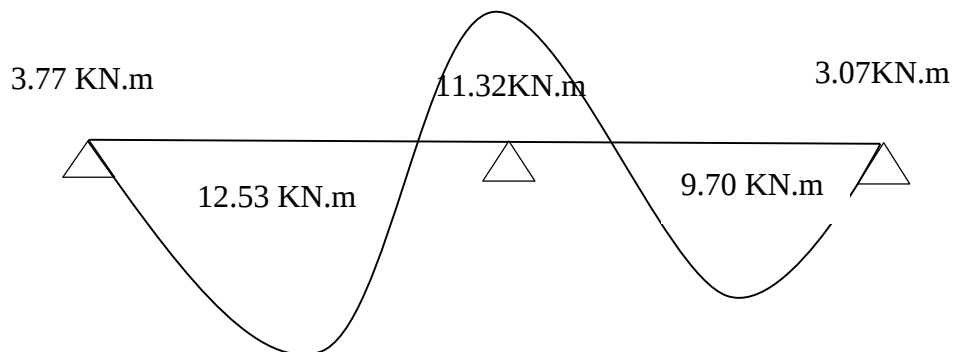


Fig IV.1 : diagramme des efforts tranchants.



FigIV.2 : diagramme des moments fléchissant

Calcul des armatures transversales (cadre) :

Vérification de l'effort tranchant :

Pour vérifier que les armatures transversales sont perpendiculaires à l'axe nous il faut que :

$$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$$

τ_u : contrainte tangentielle

$\bar{\tau}_u$: contrainte tangentielle admissible

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \times d} = \frac{15500}{120 \times 180} = 0,71 \text{ MPa}$$

Fissuration peu nuisible $\longrightarrow \bar{\tau}_u = \min \{0,13 \times f_{c28}; 5 \text{ MPa}\}$

$$\longrightarrow \bar{\tau}_u = \min \{0,13 \times 25; 5 \text{ MPa}\}$$

$$\longrightarrow \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0,71 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3,25 \text{ MPa}$ c' est vérifié donc pas de risque de rupture par cisaillement et les armatures transversales ne sont pas nécessaires .

Calcul de diamètre :

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \varphi_l; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Avec :

h : Hauteur totale de la poutrelle

φ_l : diamètre maximale des armatures longitudinales

b_0 : largeur de l'âme de la nervure

$$\varphi_t \leq \min \left\{ \frac{200}{35}; 10; \frac{120}{10} \right\} \longrightarrow \varphi_t = 5.71 \text{ mm}$$

On adopte $\varphi_t = 6 \text{ mm}$

Choix : 4 φ 14 $\longrightarrow A_t = 6.16 \text{ cm}^2$

Calcul de l'espacement des armatures transversales :

L'espacement des armatures transversales est déterminé selon la relation suivante D'après le B.A.E. L91 :

$$\frac{A_t}{b_0 \times \delta t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{t28}}{0,9 \times \frac{f_e}{\gamma_s} (\sin \alpha + \cos \alpha)}$$

$$f_{t28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$\alpha = 90^\circ$ flexion simple , armatures droites

Donc :

$$\delta t_1 \leq \frac{A_t \times 0,8 f_e}{b \times \gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{t28})} \longrightarrow \delta t_1 \leq 15.29 \text{ cm}$$

$$\delta t_2 \leq \min(0,9d; 40 \text{ cm})$$

$$\delta t_2 \leq 16,2 \text{ cm}$$

$$\delta t_3 \leq \frac{A_t \times f_e}{b_0 \times \sin \alpha \times 0,4}$$

$$\delta t_3 \leq 27.42 \text{ cm}$$

$$\delta t \leq \min(\delta t_1; \delta t_2; \delta t_3)$$

On prend : $\delta t = 15.29 \text{ cm}$.

• **Plancher terrasse :**

Type	Appuis	ELUR			ELS		
		$M_o(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$	$M_o(\text{KN.m})$	$M_t(\text{KN.m})$	$M_a(\text{KN.m})$
Type 1	A	19.80	12.87	-3.96	14.45	9.39	-2.89
	B	16.11	9.99	-11.88	11.76	7.29	-8.67
	C			-3.22			-2.35
Type 2	A	19.80	13.86	-3.96	14.45	10.11	-2.89
	B	8.80	4.58	-9.90	6.42	3.34	-7.22
	C	19.80	11.88	-7.92	14.45	8.67	-5.78
	D	16.11	10.35	-9.90	11.76	7.55	-7.22
	E			-3.22			-2.35
Type 3	A	16.11	10.35	-3.22	11.76	7.55	-2.35
	B	19.80	11.88	-9.90	14.45	8.67	-7.22
	C	8.80	4.58	-7.92	6.42	3.34	-5.78
	D	19.80	11.88	-7.92	14.45	8.67	-5.78
	E	16.11	10.35	-9.90	11.76	7.55	-7.22
	F			-3.22			-2.35
Type 4	A	18.65	12.03	-3.96	13.34	8.17	-2.89
	B			-9.41			-6.67

Tableau.IV.3 : Récapitulatif Résultats du Moments pour la poutrelle

IV.3. Présentation du ferrailage :

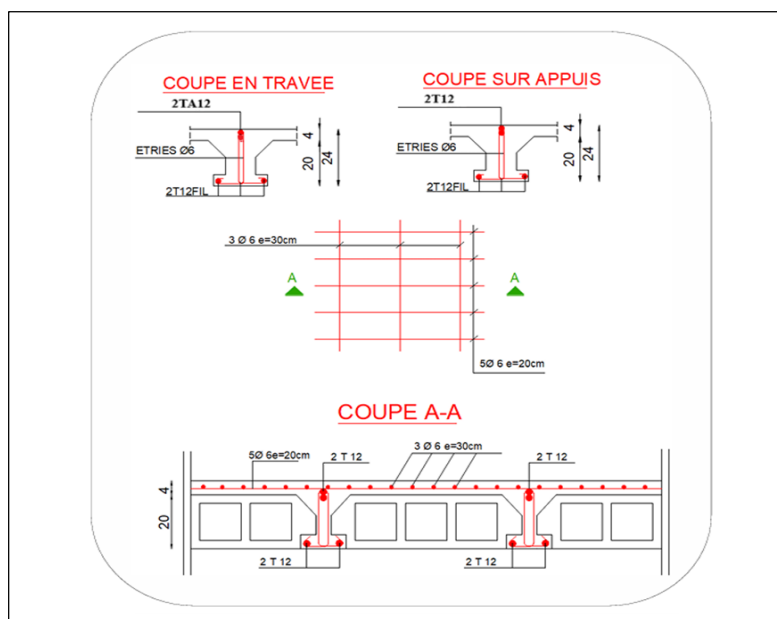


Figure IV. 1 : Schéma du ferrailage des poutrelles et dalle de compression.

CHAPITRE V :

ETUDE SISMIQUE

V.1. Introduction :

L'étude sismique consiste à évaluer les efforts de l'action sismique sur notre structure. Pour cela, plusieurs méthodes approchées ont été proposées à fin d'évaluer les efforts internes engendrés à l'intérieur de la structure sollicitée ; le calcul de ces efforts sismiques peut être mené par trois manières :

- Méthode statique équivalente.
- La méthode de l'analyse modale spectrale.
- La méthode de l'analyse dynamique par accélérogramme.
- Les deux méthodes de calcul utilisées dans notre étude sont la méthode statique

équivalente et la méthode dynamique modale spectrale.

V.2. Choix de la méthode de calcul :

V.2.1. Méthode statique équivalente :

Définition :

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives Garantissant à la structure :

- une ductilité suffisante.
- une capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

V.2.2. La méthode d'analyse modale spectrale :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des efforts engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces efforts sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

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

Buts de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres.

V.2.3. Description du logiciel Robot :

- Il est connu exclusivement pour le calcul des bâtiments, il permet de modéliser facilement et rapidement tout type de bâtiment grâce à une interface graphique.
- Il permet une descente de charges automatique et rapide.
- Un calcul automatique du centre de masse et de torsion ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les poutres et les poteaux sont modélisés comme des éléments « barre » à 2 nœuds

(Chaque nœud ayant 6 ddl).

- Les voiles sont modélisés comme des éléments « dalle » à 4 nœuds.

V.2.4. Classification de l'ouvrage selon les RPA2024 :

- ✓ Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Sétif donc en zone IV.
- ✓ Notre bâtiment est à usage habitation donc classé dans le Groupe 2.
- ✓ Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol

meuble de catégorie S3.

- ✓ La hauteur de la structure : $h = 34.26 > 23$ m (zone IV)

Le calcul sismique se fera par la méthode dynamique spectrale du fait que notre bâtiment ne répond pas aux critères exigés par le RPA99V2003, quant à l'application de la méthode statique équivalente.

V.2.5. Spectre de réponse de calcul : RPA2024 (art.3.3.3) (page :54)

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases} \quad (3.15)$$

Figure V. 1 : Spectre de réponse.

➤ **D'après le R.P.A 2024 on a :**

-**A** : Coefficient d'accélération de zone. (Tableau 3.2).

-**Q_F** : facteur de qualité(cf.§3.8).

-**T₁, T₂** : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site. (Tableau 3.3) .

-**R** : Coefficient de comportement. (Tableau 3.17) .

-**η** : Coefficient de correction d'amortissement.

-**I** : coefficient d'importance. (Tableau 3.10)

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \text{ (3.5) (art .3.3.1)}$$

- **ξ** : Pourcentage d'amortissement critique (Tableau 3.5)

• Dans notre projet on a :

- Sol meuble (Tableau 3.3) ⇒ site 3 donc T1 = 0.15 sec et T2 = 0.60 sec.
- A= 0.20 (Tableau 3.2) $\left\{ \begin{array}{l} \text{Zone sismique IV.} \\ \text{Groupe d'usage 2.} \end{array} \right.$

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	-
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevée	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

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

$$\xi = 10 \% \text{ (Tableau 3.)} \left\{ \begin{array}{l} \text{Portique en béton arme.} \\ \text{Remplissage dense} \end{array} \right.$$

Portiques (*)			Voiles (**)
Remplissage	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	10

(*): Sans présence de voiles ou de noyaux en béton armé
(**): Valeurs valables même si les voiles sont associés à des portiques

Figure V. 2 : Valeurs de d'amortissement (%).

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+1}} = 1.52 \geq 0.7$$

- R : Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 3.17
Contreventement par voile R =

- La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q_F = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non". Sa valeur est donnée au tableau 3.18 $Q_q = 1$.

Catégorie	Critère, q	P_q	
		Observé	N/observé
(a)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	4. Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	1. Régularité en plan	0	0.05
	2. Régularité en élévation	0	0.20
	3. Redondance en plan	0	0.05

Figure V. 3 : Valeurs des Pondérations P_q .

• **Nombre de mode à considérer :**

L’RPA2024 (art 4.3.4) préconise de prendre en considération ce qui suit :

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions l’excitation doit être tel que :

- 1) La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- 2) Où que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5 % de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.
- 3) Le minimum des modes à retenir est des trois dans chaque direction considérée.¹

V.3. Estimation de la période fondamentale de la structure RPA2024(Art. 4.2.4) :

La période fondamentale de la structure peut être évaluée de diverses manières :

1. La valeur de la période fondamentale (T₀) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.
2. La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T_{\text{empirique}} = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \quad (4.4)$$

Avec :

- T_{empirique} [unité en s] : période fondamentale (4.4)
- h_N [unité en m] : Hauteur mesurée à partir de la base de la structure jusqu’au dernier niveau (N) ; **h_N = 33.66m**
- C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par Table. (4.3).

Cas	Système de contreventement	C _T
1	Ossatures spatiales en béton armé sans remplissage en maçonnerie	0.075
2	Portiques spatiaux en acier sans remplissage en maçonnerie	0.085
3	Ossature en portiques en béton armé ou en acier avec remplissage en maçonnerie	0.050
4	Autres types de structures	0.050

Figure V.4 : Valeurs du coefficient C_T

D : La Dimension du bâtiment mesuré à la base dans la direction de calcul considérée.

Sens X $\rightarrow D_x = 22.80 \text{ m}$; Sens Y $\rightarrow D_y = 21.60 \text{ m}$

Donc : - $T = C_T \cdot (h_N)^{3/4} \rightarrow T = 0.050 \times 3.66^{3/4} = 0.698 \text{ sec}$

$T_{x,y} = 0.09 \frac{h_N}{\sqrt{D_{x,y}}} \rightarrow T_x = \min(0.698; 0.634) = 0.634 \text{ sec}$

$\rightarrow T_y = \min(0.698; 0.651) = 0.651 \text{ sec}$

$T_x = \min(0.69; 0.63) \rightarrow T_x = 0.63 \text{ sec}$; $T_y = \min(0.69; 0.65) \rightarrow T_y = 0.65 \text{ sec}$

V.4. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

V.4.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse est logiciel ROBOT Structural analyses Professional. Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

V.4.1.1. Variante initiale :

- 03 voiles transversaux (sens-Y) de 15 cm.
- 06 voiles longitudinaux (sens-X) de 15 cm.

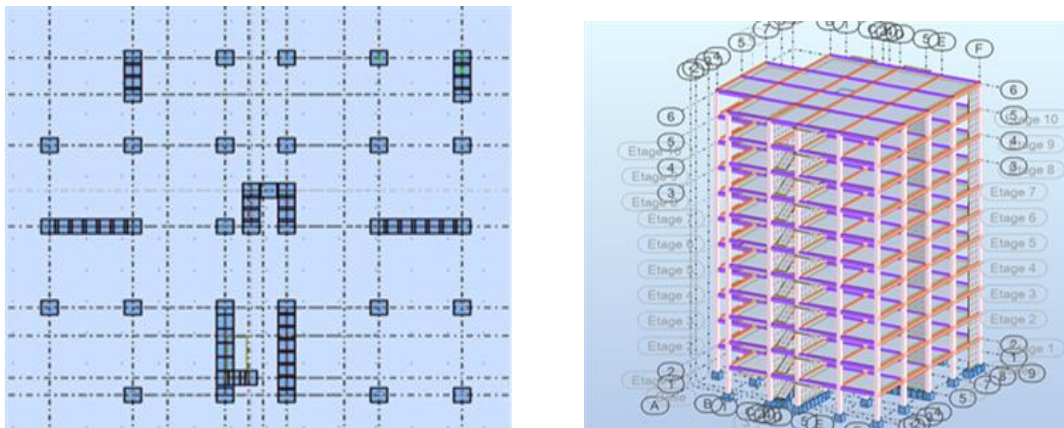


Figure. V.5. Vue en plan et en élévation de la 1 ère variante.

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous. :

	Période(se c)	Masse Cumulées $U_x(\%)$	Masse Cumulées $U_y(\%)$	Masses Modale $U_x(\%)$	Masses Modale $U_y(\%)$
1	1.21	20.90	17.41	20.90	17.41
2	1.07	32.73	68.33	11.83	50.91
3	0.86	64.75	69.62	32.02	1.29
4	0.62	67.19	69.91	2.43	0.29
5	0.49	69.29	69.92	2.08	0.01
6	0.47	70.73	69.99	1.46	0.07
7	0.44	70.74	70.02	0.01	0.02
8	0.41	70.75	77.59	0.01	7.57
9	0.37	77.06	77.59	6.31	0.01
10	0.36	77.08	80.08	0.02	2.48

Tableau. V.1. Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

➤ **Les trois premiers modes de déformation de la structure :**

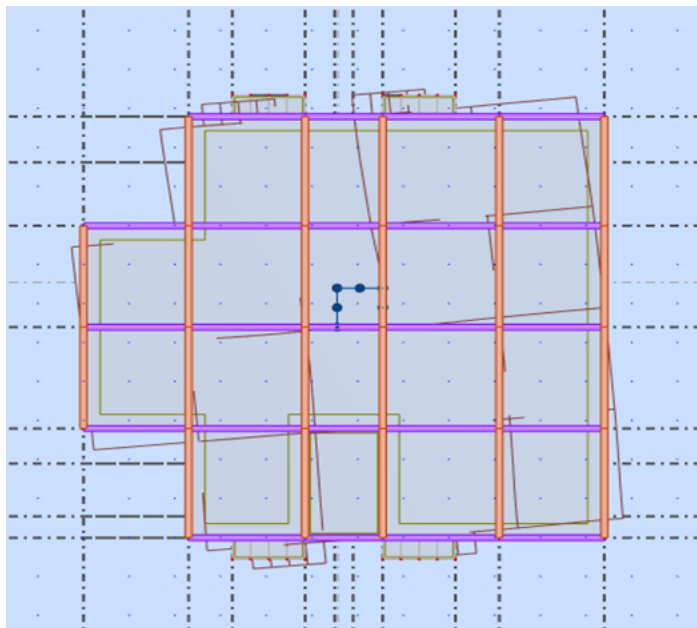


Figure.V.6. Premier mode de vibration. Vue 3D et vue en plan $T= 1.21\text{sec}$

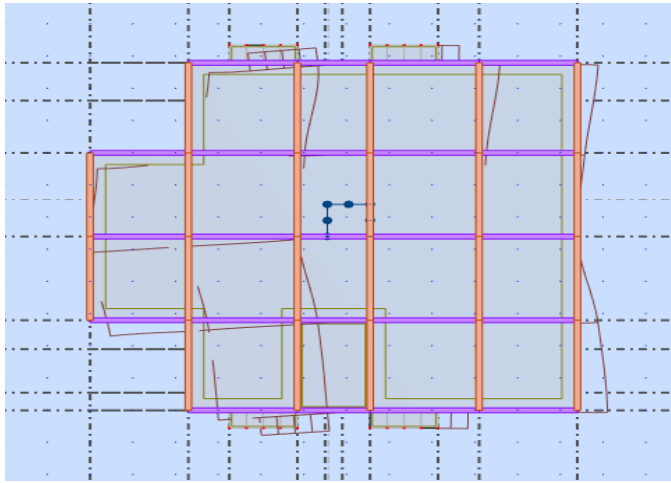


Figure.V.7 Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan $T= 1.07\text{sec}$

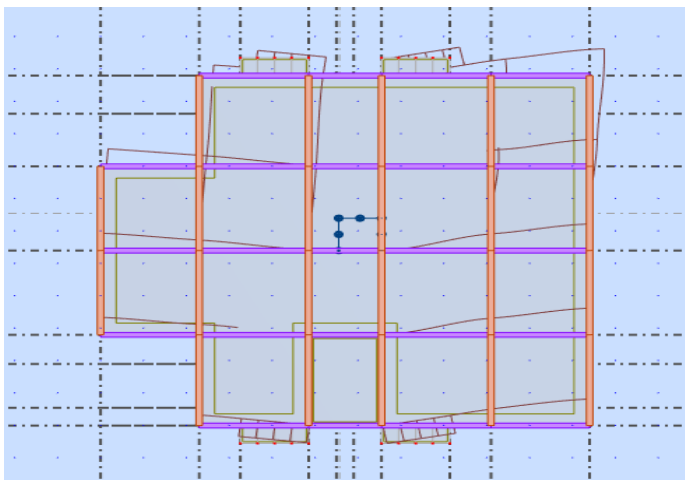


Figure.V.8. Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan $T= 0.86\text{sec}$

• **Interprétation des résultats :**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

1. La période fondamentale de la structure $T_y = 1.21 \text{ sec}$
2. Le premier mode c'est un mode de translation dans le sens X, avec $U_x = 20.90 \%$ de la masse modale couplé avec la torsion.
3. Le deuxième mode ($T_y = 1.07\text{sec}$) c'est un mode de translation dans le sens Y avec $U_y = 50.91\%$, couplé avec de la torsion impliquant un mouvement de rotation (torsion).

4. Le troisième mode est un mode de torsion avec une translation à l'axe X avec $U_x = 32.02$ %

5. Il faut 9 modes pour mobiliser plus de 90 % de la participation des masses modales exigée par le règlement [RPA2024].

Conclusion :

La structure présente une instabilité vis-à-vis de la torsion, et pour cette raison on doit ajouter des voiles pour rapprocher le centre de torsion au centre de masse.

V.4.1.2. Modélisation de la nouvelle structure :

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analysées pour pouvoir obtenir une structure ayant un système de contreventement optimal. Nous présenterons dans ce qui suivra trois (03) propositions parmi plusieurs autres.

❖ Première proposition :

Le système de contreventement proposé se présente comme suit :

- 06 voiles transversaux (sens-X) de 15cm.
- 07 voiles longitudinaux (sens-Y) de 15cm

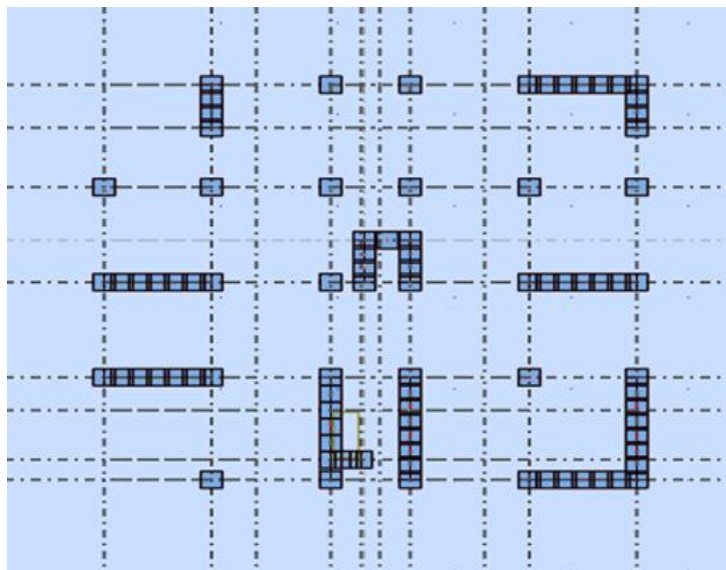


Figure.V.9. Vue en 2D et plan de la deuxième variante.

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous. :

	Période(se c)	Masse Cumulées $U_x(\%)$	Masse Cumulées $U_y(\%)$	Masses Modale $U_x(\%)$	Masses Modale $U_y(\%)$
1	1.04	2.10	43.30	2.10	43.30
2	0.91	61.20	49.82	59.10	6.52
3	0.70	67.05	67.78	5.85	17.96
4	0.61	67.11	68.56	0.06	0.78
5	0.46	67.12	68.79	0.01	0.24
6	0.43	67.37	68.92	0.25	0.13
7	0.41	67.53	71.66	0.16	2.74
8	0.36	71.02	72.07	3.49	0.41
9	0.35	72.36	72.07	1.34	0.00
10	0.33	72.36	76.83	00	4.76

Tableau. V.2. Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

➤ **Les trois premiers modes de déformation de la structure :**

1^{er} Mode :

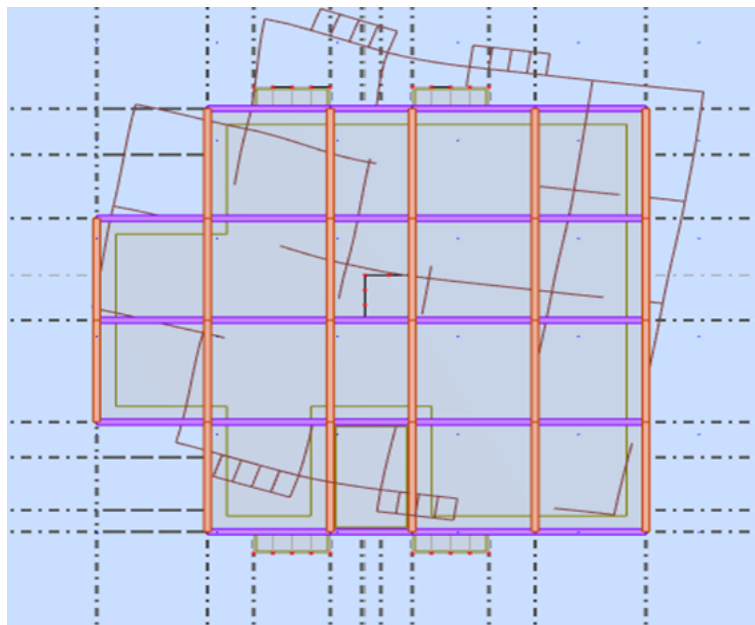


Figure.V.10. Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=1.04\text{sec}$).

2ème Mode :

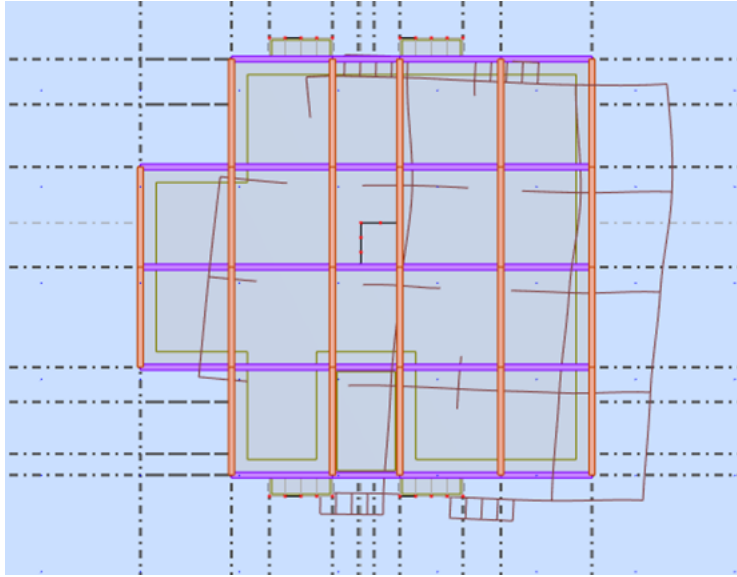


Figure V. 11 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=0,91\text{sec}$).

3ème Mode :

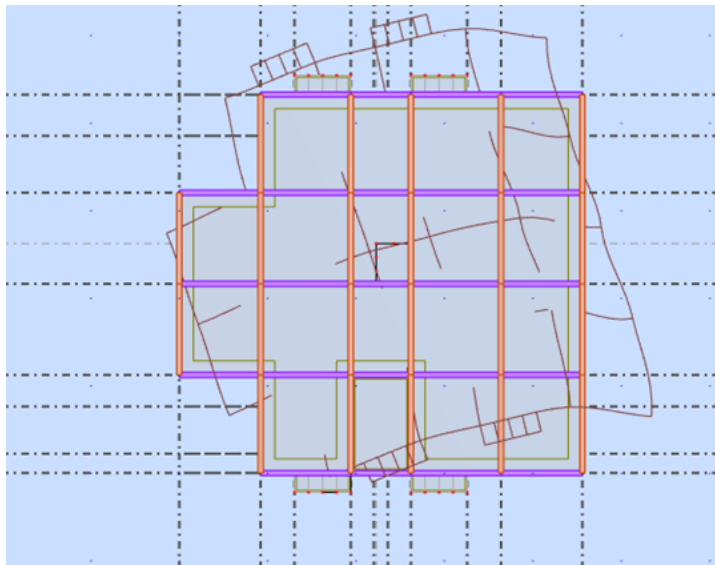


Figure V. 12 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=0,70\text{sec}$).

- **Interprétation des résultats :**

1. La période fondamentale de la structure $T_y = 1.04\text{sec}$.
2. Le premier mode ($T = 0.91\text{ sec}$) est un mode de translation selon l'axe Y et l'axe X, avec un angle de torsion.
3. Le deuxième mode ($T = 0.70\text{ sec}$) est un mode de translation selon l'axe Y et l'axe X, avec un angle de torsion.
4. le troisième mode est un mode de torsion

Conclusion :

La structure présente une instabilité vis-à-vis de la torsion, et pour cette raison on doit changer la disposition des voiles pour rapprocher le centre de torsion au centre de masse.

❖ **Deuxième proposition :**

Le troisième système de contreventement se présente comme suit :

- 10 voiles transversaux (sens X) de 15cm.
- 09 voiles longitudinaux (sens Y) de 15cm.
- Les escaliers sont modélisés.

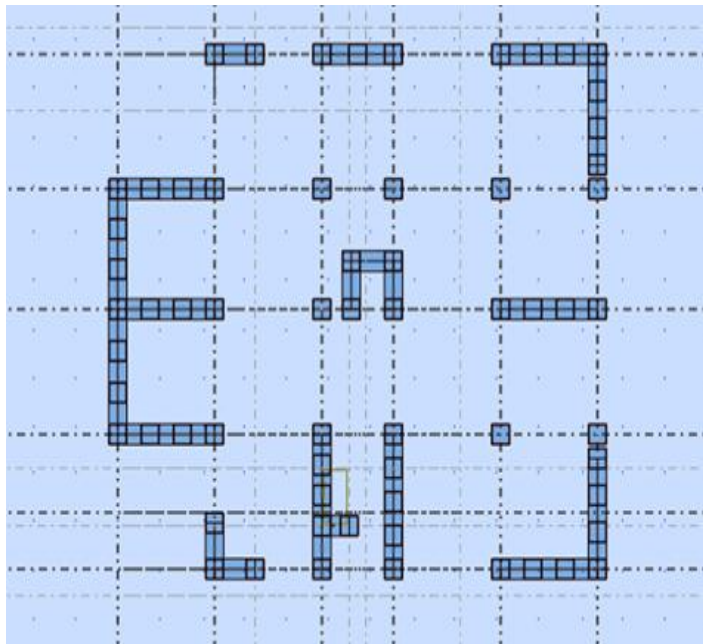


Figure V. 13 : Vue en 2D et plan de la 3ème proposition.

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous. :

	Période(se c)	Masse Cumulées $U_x(\%)$	Masse Cumulées $U_y(\%)$	Masses Modale $U_x(\%)$	Masses Modale $U_y(\%)$
1	0.71	65.89	0.58	65.89	0.58
2	0.64	66.69	54.66	0.80	54.08
3	0.34	66.70	68.55	0.01	13.89
4	0.16	86.21	68.58	19.51	0.04
5	0.15	86.26	84.30	0.05	15.72
6	0.09	86.27	87.33	0.00	3.03
7	0.08	88.97	87.42	2.71	0.08
8	0.08	88.97	87.42	0.00	0.00
9	0.08	88.98	87.42	0.00	0.00
10	0.08	88.05	87.42	0.07	0.00

Tableau. V.3. Périodes et facteurs de participation massique du modèle.

➤ **Présentation des trois premiers modes de vibration de la structure :**

1er Mode :

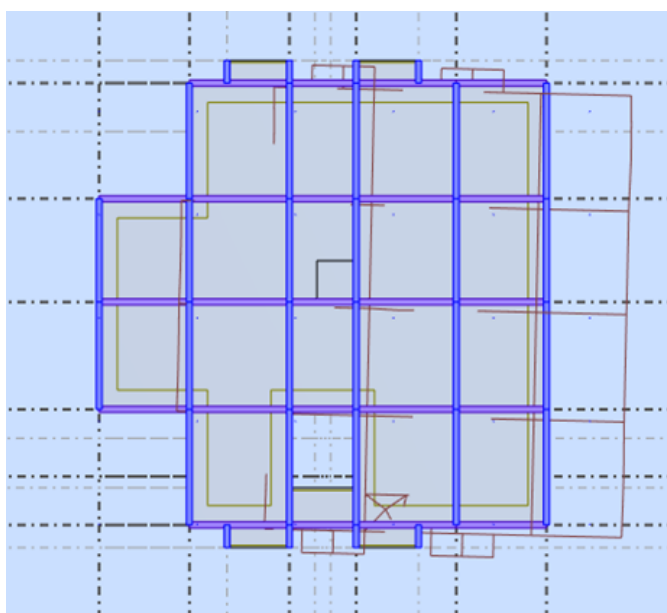


Figure V. 14 : Premier mode de vibration : Vue en 3D et en plan ($T=0.71\text{sec}$).

2ème Mode :

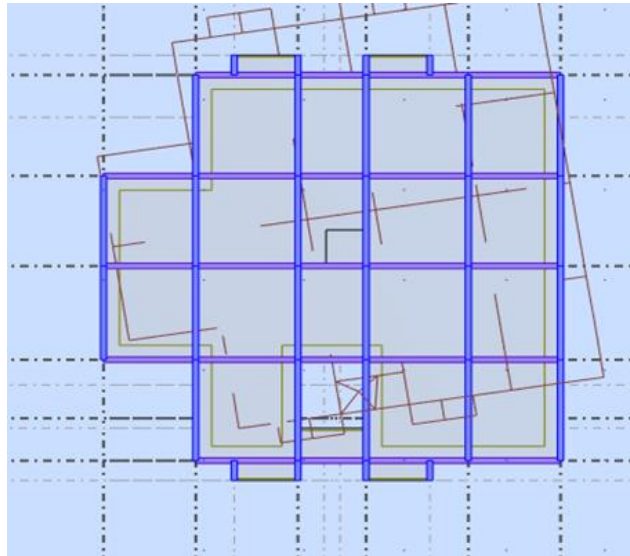


Figure V. 15 : Deuxième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.64sec).

3ème Mode :

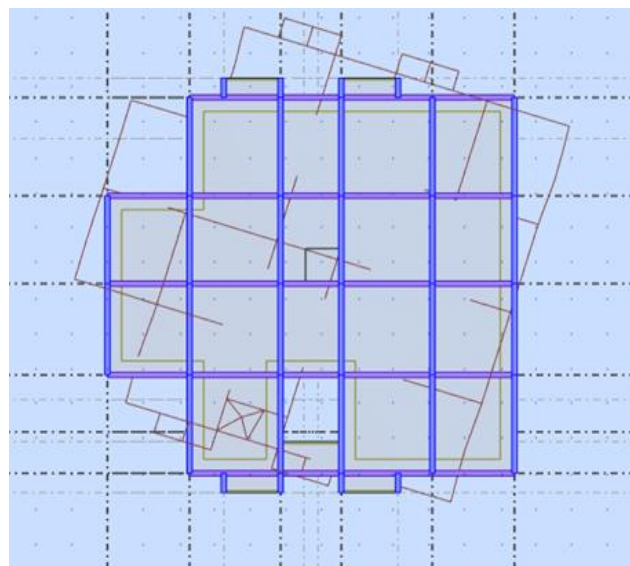


Figure.V.16 : Troisième mode de vibration : Vue en 3D et en plan (T=0.34sec).

➤ Interprétation des résultats :

1. Le première mode ($T_X = 0.71$ sec) est un mode de translation pure selon l'axe X, avec une mobilisation de 65.89% de la masse totale de la structure.
2. Le deuxième mode ($T_Y = 0.64$ sec) est un mode de translation pure selon l'axe Y, avec une mobilisation de 54.08% de la masse modale.
3. Le troisième mode est un mode de torsion.

4. Il faut 8 modes pour mobiliser plus de 90% de la masse pour les deux directions X et Y (U_x et $U_y \geq 90\%$) [RPA2024 (Art. 4.3.4 -a)].

Conclusion :

Parmi les propositions de conception précédentes, nous retenons pour la suite des calculs la troisième proposition qui donne des modes et des formes propres satisfaisants.

V.5. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :

V.5.1. Détermination de Coefficient de comportement global de la structure R :

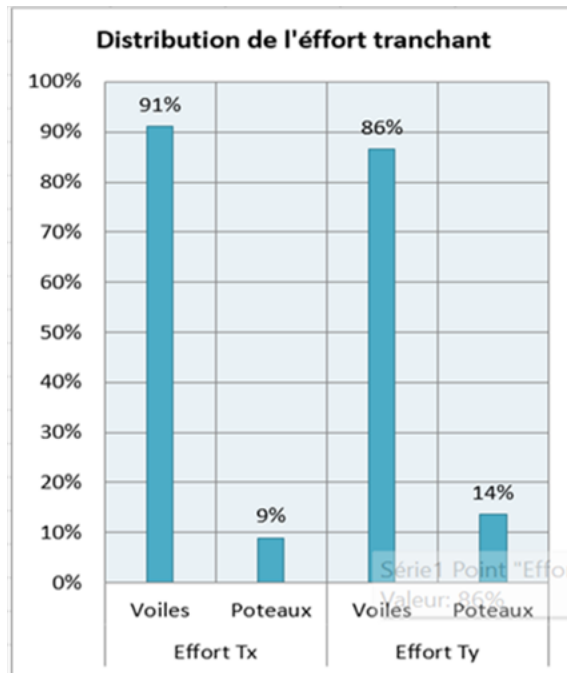


Figure.V.17. Distribution de L'effort tranchant dans les deux sens (X, Y)

D'après la figure précédente on observe que :

- **Dans le sens X :** la résistance des voiles à l'effort tranchant, à la base du bâtiment dépasse 91% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.
- **Dans le sens Y :** La résistance à l'effort tranchant des voiles, à la base du bâtiment, est comprise entre 86% de la résistance à l'effort tranchant du système structural dans son ensemble.

D'après **L'RPA 2024 Art 3.5** le système de contreventement est système constitué par des voiles donc **R= 4.5**

V.6.2. Calcul des actions sismique selon méthode statique Equivalente :

- L'effort tranchant au niveau de l'étage est donné par la formule :

D'après l'art 4.2.3 de RPA2024, La force sismique totale, V, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon La formule suivante :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (cf. § 3.3.3) pour le période T0.

T0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (cf. § 4 .2.4).

$$\frac{S_a}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left(\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2,5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right) & \text{si: } 0 < T < T_1 \\ A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_f}{R} \right) & \text{si: } T_1 < T < T_2 \\ A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_f}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right) & \text{si: } T_2 < T < T_3 \\ A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_f}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right) & \text{si: } T_3 < T < T_4 \end{cases}$$

Q_f : Facteur de qualité

Sa valeur est déterminée par la formule : $Q_f = 1 + \sum P_q$

Catégorie	Critère de qualité « q »	P _q
B	Régularité en plan	0 (Observé)
	Régularité en élévation	0 (Observé)
	Redondance en plan	0 (Observé)

Tableau.V.4 : Valeurs des Pondérations P_q

Donc $Q_f = 1 + 0 = 1$

Alors le spectre de calcul pour la période T₀ :

- Sens longitudinal : T_x(dyn) = 0.71 s
- Sens transversal : T_y (dyn) = 0.64 s

Donc $\frac{S_{ad}}{g}(T) = A.I.S. \left(2,5 \frac{Q_f}{R} \right) \cdot \left(\frac{T_2}{T} \right)$

$$\begin{cases} \frac{S_{ad}}{g}(T_x) = 0.122 \\ \frac{S_{ad}}{g}(T_y) = 0.135 \end{cases}$$

λ : Coefficient de correction

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 \text{ si } T_0 \leq (2.T_0) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1, \text{ autrement} \end{cases}$$

W : Poids sismique total du bâtiment. Il est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau « i »:

$$W = \sum_{i=1}^n W_i, \text{ n'étant le nombre de niveaux.}$$

$$W_i = W_{Gi} + \psi \cdot W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : Charges d'exploitation.

ψ : Coefficient d'accompagnement, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné au Tableau (4.2). $\psi = 0.20$

Cas/Etage	Nom	Masse [kg] ▲
5/ 11	Etage 11	511980,92
5/ 1	Etage 1	545901,61
5/ 3	Etage 3	547964,50
5/ 10	Etage 10	547964,50
5/ 5	Etage 5	547964,50
5/ 6	Etage 6	547964,50
5/ 9	Etage 9	547964,50
5/ 4	Etage 4	547964,50
5/ 8	Etage 8	547964,50
5/ 7	Etage 7	547964,50
5/ 2	Etage 2	550027,38

Fig.V.18. le poids de la structure.

Donc : $W = 59916.26 \text{ KN}$

➤ **Résumé des résultats :**

	λ	$\frac{S_{ad}}{g}(T)$	W (KN)	V _{st} (KN)	V _{dyn} (KN)
Sens longitudinal	0.85	0.122	59916.26	6213.32	513.45
Sens transversal	0.85	0.135	59916.26	6875.39	8150.11

Tableau.V.5 : les résultats des forces sismiques

IV.6.2.1. L'effort sismique a la base VT :(RPA 2024 art 4.3.5)

La résultante des forces sismiques à la base, V_t, obtenue par combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques, V_{statique}

	V _{st} (KN)	V _{dyn} (KN)	80% V _{st} (KN)	80% V _{st} ≤ V _{dyn}
Sens X	6213.22	8419.32	4970.66	CV
Sens Y	6875.39	8150.11	5500.31	CV

Tableau.V.6 : les résultats des forces sismiques à la base.

IV.5.3. Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base, V, doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon le formule suivant : **(art 4.2.5.RPA 2024).**

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t=force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule

$$\text{suivante :} \begin{cases} F_t = 0,07 \cdot T \cdot V & \text{si } T \geq 0.7 \text{ sec} \\ F_t = 0 & \text{si } T \leq 0.7 \text{ sec} \end{cases}$$

F_i = effort horizontal revenant au niveau i

$$F_i = \frac{(v - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum W_j \times h_j}$$

Avec :

F_i: effort horizontal revenant au niveau i

h_i: niveau du plancher où s'exerce la force F_t

h_j: niveau du plancher quelconque

W_i,W_j: poids revenant aux planchers i et j, respectivement.

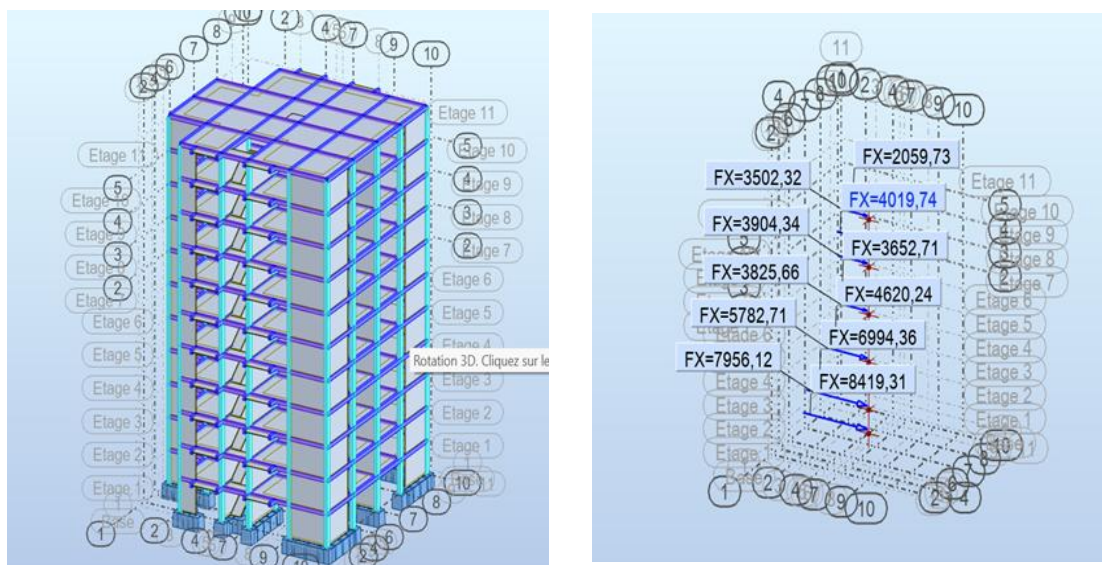


Figure.V.19 : Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens X

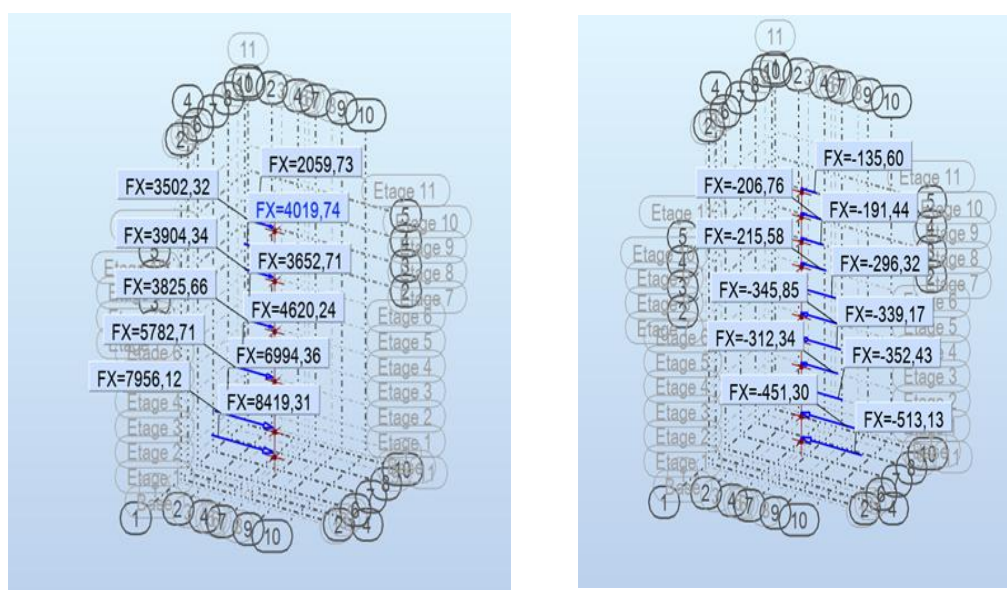


Figure.V.20 : Distribution de la résultante des forces sismique et des efforts tranchant sens Y.

	T(sec)	V(KN)	Ft(KN)
Sens X	0.71	8419.32	308.79
Sens Y	0.64	8150.11	308.01

Tableau.V.7 : résultant des forces concentrées.

IV.5.4. Vérification les déplacements :(RPA2024 art 4.5.2)

$$\delta k = \frac{R}{Q_f} \cdot \delta e k$$

$\delta e k$: Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_f : Coefficient de qualité

$$\Delta k = \delta k - \delta k-1$$

Δk : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

D'après art 5.10 RPA2024 :

Les déplacements relatifs latéraux ne doivent pas dépasser les limites, $\Delta \bar{k}$ données dans le Tableau :

$v_A \cdot \Delta k \leq \Delta \bar{k}$	
Type de Structure	Déplacement limite: $\Delta \bar{k}$
Bâtiments en Acier	0.0100 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h_k
Bâtiment en PAF	0.0050 h_k
Bâtiments en Bois	0.0075 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 h_k
<i>Légende: h_k est la hauteur du niveau « k »</i>	
<i>Le coefficient réducteur v_A est défini en § 1.2 : il est pris égal à 0.5</i>	

Figure.V.21 : tableau 5.2 RPA2024

On a bâtiment d'habitation Δk limites à 0.0075. h_k . $\Delta \bar{k}$

$$\Delta \bar{k} = 0.0075 \times 3.06 = 0.0229 \text{ m} = 2.3 \text{ cm}$$

Etages	H (m)	Rx/Q _{fx}	Δx (cm)	$\Delta \bar{x}$ (cm)	Condition X	Ry/Q _{fy}	Δy (cm)	$\Delta \bar{y}$ (cm)	Condition Y
RDC	3,06	4,50	0,07	4,59	OK	4,50	0,02	4,59	OK
1	3,06	4,50	0,15	4,59	OK	4,50	0,03	4,59	OK
2	3,06	4,50	0,21	4,59	OK	4,50	0,04	4,59	OK
3	3,06	4,50	0,24	4,59	OK	4,50	0,05	4,59	OK
4	3,06	4,50	0,25	4,59	OK	4,50	0,05	4,59	OK
5	3,06	4,50	0,26	4,59	OK	4,50	0,06	4,59	OK
6	3,06	4,50	0,28	4,59	OK	4,50	0,06	4,59	OK
7	3,06	4,50	0,29	4,59	OK	4,50	0,06	4,59	OK
8	3,06	4,50	0,30	4,59	OK	4,50	0,06	4,59	OK
9	3,06	4,50	0,30	4,59	OK	4,50	0,06	4,59	OK
10	3,06	4,50	0,30	4,59	OK	4,50	0,06	4,59	OK

Tableau.V.8 : Déplacements absolus pour les deux sens.

Donc : Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de **(RPA 2024 Article : 5.10)** et vérifier.

V.5.5. Vérification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) : RPA2024 (art 5.9)

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \cdot \Delta k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

Avec :

Δk : défini comme : $\Delta k = \delta_k - \delta_{k-1}$

P_k : poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au-dessus de niveau k

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi \cdot Q_i)$$

h_k : hauteur du niveau « k ».

V_k : effort tranchant d'étage au niveau k .

Etag	W (KN)	H (m)	DIRECTION X					DIRECTION Y				
			Rx/Q fx	Δx (cm)	Vx (KN)	θx	Cond ition X	Ry/Qfy	Δy (cm)	Vy (KN)	θy	Cond ition Y
10	W (KN)	H (m)	Rx/Q fx	Δx (cm)	Vx (KN)	θx	Cond ition X	Ry/Qfy	Δy (cm)	Vy (KN)	θy	Cond ition Y
9	5459,02	3,06	4,50	0,07	8419,32	0,0002	OK	4,50	0,02	8150,11	0,0000	OK
8	5500,27	3,06	4,50	0,15	7956,12	0,0003	OK	4,50	0,03	7831,65	0,0001	OK
7	5479,65	3,06	4,50	0,21	6994,36	0,0005	OK	4,50	0,04	7080,39	0,0001	OK
6	5479,65	3,06	4,50	0,24	5782,71	0,0007	OK	4,50	0,05	6002,29	0,0001	OK
5	5479,65	3,06	4,50	0,25	4620,24	0,0010	OK	4,50	0,05	4882,66	0,0002	OK
4	5479,65	3,06	4,50	0,26	3825,67	0,0012	OK	4,50	0,06	4137,42	0,0002	OK
3	5479,65	3,06	4,50	0,28	3652,71	0,0014	OK	4,50	0,06	4000,53	0,0003	OK
2	5479,65	3,06	4,50	0,29	3904,34	0,0013	OK	4,50	0,06	4154,09	0,0003	OK
1	5479,65	3,06	4,50	0,30	4019,73	0,0013	OK	4,50	0,06	4058,68	0,0003	OK
RDC	5479,65	3,06	4,50	0,30	3502,32	0,0015	OK	4,50	0,06	3357,10	0,0003	OK

Tableau.V.9 : Vérification de l'effet P-Δ pour les deux sens.

V.5.6. Vérification au renversement : RPA2024 (art.4.41)

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$$

Mr : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales. $\mathbf{Mr} = \sum F_i \times h_i$

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$\mathbf{MS} = W \times (XG ; YG)$

W : Le poids total de la structure.

XG ; YG : Dimension de la structure (Largeur ou Longueur).

Etage	H (m)	DIRECTION X					DIRECTION Y				
		Vx (KN)	Xg (m)	Mrx (KN.m)	Msx (KN.m)	Condition X	Vy (KN)	Yg (m)	Mry (KN.m)	Msy (KN.m)	Condition Y
RDC	3,06	8419,32	12,07	147,61	723189,25	OK	8150,11	10,56	974,49	632715,70	OK
1	3,06	7956,12		2942,99			7831,65		2298,86		
2	3,06	6994,36		3707,65			7080,39		3298,99		
3	3,06	5782,71		3557,16			6002,29		3426,07		
4	3,06	4620,24		2431,38			4882,66		2280,43		
5	3,06	3825,67		529,26			4137,42		418,88		
6	3,06	3652,71		-769,99			4000,53		-469,89		
7	3,06	3904,34		-353,09			4154,09		291,95		
8	3,06	4019,73		1583,27			4058,68		2146,83		
9	3,06	3502,32		4414,33			3357,10		4458,54		
10	3,06	2059,73		6302,77			1900,06		5814,18		

Tableau.V.10 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.

➤ Vérifications :

• Sens X :

$$Ms = 723189,25$$

$$\frac{Ms}{Mr} = \frac{723189,25}{24493,34} = 29.52 \geq 1.5$$

• Sens-Y :

$$Ms = 632715,70$$

$$\frac{Ms}{Mr} = \frac{632715,70}{24939,34} = 25.37 \geq 1.5$$

V.5.7. L'excentricité théorique et accidentelle et massique :

V.5.7.1. Centre de masse :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure, ...etc.). Les coordonnées du centre de gravité des masses sont données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \cdot X_i}{\sum M_i} \qquad Y_G = \frac{\sum M_i \cdot Y_i}{\sum M_i}$$

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i, Y_i : cordonnés du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère globale.

V.6.7.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment. Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des poteaux.

Les coordonnés du centre des rigidités peuvent être déterminé par les formules ci-après :

$$X_{CT} = \frac{\sum Lxj.Xj}{\sum Mj} \quad X_{CT} = \frac{\sum Lyj.yj}{\sum Mj}$$

X_{CT}, Y_{CT} : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

L_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens y .

X_i : Abscisse de l'élément L_{yi} .

L_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens x .

Y_i : Ordonnée de l'élément L_{xi} .

V.5.7.3. L'excentricité théorique et accidentelle :

➤ L'excentricité théorique :

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les formules suivant :

$$ex = | X_{CT} - X_{CM} |$$

$$ey = | Y_{CT} - Y_{CM} |$$

Cas/Etage	Nom	Masse [kg]	G(x,y,z) [m]	R(x,y,z) [m]	Ix [kgm ²]	Iy [kgm ²]	Iz [kgm ²]	ex0 [m]	ey0 [m]	ex2 [m]	ey2 [m]
5/ 11	Etage 11	511980,92	12,10 10,58 32	10,36 11,36 32	22920559,84	24260809,23	47181369,07	1,74	0,78	1,14	1,18
5/ 1	Etage 1	545901,61	12,07 10,56 1,5	10,36 11,36 2,0	26438171,07	27968929,69	54407100,76	1,71	0,80	1,14	1,18
5/ 3	Etage 3	547964,50	12,06 10,57 7,6	10,36 11,36 8,1	26443415,88	27970844,01	54414259,89	1,70	0,80	1,14	1,18
5/ 10	Etage 10	547964,50	12,06 10,57 29	10,36 11,36 29	26443415,88	27970844,01	54414259,89	1,70	0,80	1,14	1,18
5/ 5	Etage 5	547964,50	12,06 10,57 13	10,36 11,36 14	26443415,88	27970844,01	54414259,89	1,70	0,80	1,14	1,18
5/ 6	Etage 6	547964,50	12,06 10,57 16	10,36 11,36 17	26443415,88	27970844,01	54414259,89	1,70	0,80	1,14	1,18
5/ 9	Etage 9	547964,50	12,06 10,57 26	10,36 11,36 26	26443415,88	27970844,01	54414259,89	1,70	0,80	1,14	1,18
5/ 4	Etage 4	547964,50	12,06 10,57 10	10,36 11,36 11	26443415,88	27970844,01	54414259,89	1,70	0,80	1,14	1,18
5/ 8	Etage 8	547964,50	12,06 10,57 22	10,36 11,36 23	26443415,88	27970844,01	54414259,89	1,70	0,80	1,14	1,18
5/ 7	Etage 7	547964,50	12,06 10,57 19	10,36 11,36 20	26443415,88	27970844,01	54414259,89	1,70	0,80	1,14	1,18
5/ 2	Etage 2	550027,38	12,06 10,57 4,5	10,36 11,36 5,1	26440605,90	27972743,97	54421349,88	1,70	0,79	1,14	1,18

➤ **L'excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le **RPA 2024(art4.2.7)** est de 5% de la plus grande dimension en plan du bâtiment :

- $e_{ax} = 0.05 L_x$ avec : $L_x = 22.80$ m $e_{ax} = 1.14$ m.
- $e_{ay} = 0.05 L_y$ avec : $L_y = 21.60$ m $e_{ay} = 1.08$ m.

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x = 1.14$ m.
- $e_y = 1.08$ m.

• **Le tableau suivant résume les résultats :**

Etage	W [KN]	Position du centre de masse		Position du centre de torsion		Excentricité	
		$X_G(m)$	$Y_G(m)$	$X_{CR}(m)$	$Y_{CR}(m)$	$E_x(m)$	$E_y(m)$
RDC	5445.90	12.07	10.56	10.36	11.36	1.71	0.80
1	5500.27	12.07	10.56	10.36	11.36	1.70	0.79
2	5479.64	12.07	10.56	10.36	11.36	1.70	0.80
3	5479.64	12.07	10.56	10.36	11.36	1.70	0.80
4	5479.64	12.07	10.56	10.36	11.36	1.70	0.80
5	5479.64	12.07	10.56	10.36	11.36	1.70	0.80
6	5479.64	12.07	10.56	10.36	11.36	1.70	0.80
7	5479.64	12.07	10.56	10.36	11.36	1.70	0.80
8	5479.64	12.07	10.56	10.36	11.36	1.70	0.80
9	5479.64	12.07	10.56	10.36	11.36	1.70	0.80
10	5119.80	12.07	10.56	10.36	11.36	1.74	0.79

Tableau.V.11 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

V.5.8. Vérification de l'effort normal réduit : RPA2024 (art 7.1)

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$V = \frac{N_d}{B_c . f_{c28}} \leq 0.35$$

N_d : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

B_c : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

f_c : Est la résistance caractéristique du béton.

On prend les résultats suivants :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2899,29	33,45	84,43	0,99	151,77	46,31
Barre	88	1148	1160	262	1160	1148
Noeud	84	436	474	121	474	436
Cas	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)
MIN	17,91	-28,62	-82,20	-1,03	-147,41	-56,03
Barre	1097	87	1157	262	1157	1148
Noeud	470	8	492	56	492	481
Cas	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)	3 (C)

$$V = \frac{2899,29 \times 10^3}{40 \times 50 \times 25} = 0,579 \leq 0,35 \quad (\text{CNV})$$

La section non vérifiée des poteaux.

Donc : Si la section n'est pas vérifiée, nous suppose une section est (40× 60)

On prend les résultats suivants :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	1723,92	49,60	24,70	3,64	43,33	60,31
Barre	92	1035	1144	262	1144	1149
Noeud	88	390	476	121	476	477
Cas	6	6	6	6	6	6
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC
MIN	-1661,45	-44,71	-27,82	-14,03	-31,70	-72,65
Barre	89	92	50	276	1144	1148
Noeud	85	88	2	44	431	481
Cas	6	6	6	6	6	6
Mode	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC	CQC

$$V = \frac{1723,92 \times 10^3}{40 \times 60 \times 25} = 0,287 \leq 0,35 \quad (\text{CV})$$

La section vérifiée des poteaux.

V.5.9. Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles : : RPA 2024 (Art 7.7.4)

Outre les vérifications prescrites par le C.B.A et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile (en flexion composée), sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul des voiles est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{(b \times c) \times F_{c28}} \leq 0,40$$

On prend les résultats suivants :

	FX [kN]	FY [kN]	FZ [kN]	MX [kNm]	MY [kNm]	MZ [kNm]
MAX	2199,47	23,98	118,97	6,54	115,10	31,41
Barre	88	1109	1134	1120	1160	1148
Noeud	84	481	474	492	474	436
Cas	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)
MIN	-51,32	-22,46	-118,44	-5,24	-129,12	-38,71
Barre	30	87	1137	1100	1023	1148
Noeud	6	8	492	474	429	481
Cas	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)	4 (C)

On obtenus par logiciel le voile le plus sollicités $N_d = 2199.47$ (KN).

$$V = \frac{2199.47 \times 10^3}{(150 \times 1500) \times 25} = 0.39 \leq 0.40 \dots\dots\dots CV$$

V.6.Conclusion :

Après plusieurs simulations, nous avons opté pour une variante pour laquelle nous avons obtenu des résultats satisfaisants à travers les résultats obtenus et les vérifications on peut dire que notre structure est une structure parasismique.

CHAPITRE VI :
FERRAILLAGE DES ELEMENTS
STRUCTURAUX

VI.1 Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable).

Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysais), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferrailages doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

VI.2. Combinaisons d'actions :

Après la détermination des sollicitations M, N et T, on procède au ferrailage avec les Combinaisons les plus défavorables à savoir :

- Selon BAEL91 (art. 6.1.2) (La combinaison fondamentale) :

$$ELU : 1,35G + 1.5Q$$

$$ELS : G + Q$$

- Selon RPA 2024 (Combinaisons accidentelles) :

G+0.30Q-EX+0.30EY
G+0.30Q-EX-0.30EY
G+0.30Q+EX-0.30 EY
G+0.30Q-EX+0.30EY
G+0.30Q+0.30EX+EY
G+0.30Q-0.30EX-EY
G+0.30Q+0.30EX-EY
G+0.30Q-0.30EX+EY

Situation	γ_b	$F_{c28}(\text{MPa})$	$\sigma_b(\text{MPa})$	$\sigma_s(\text{MPa})$
Durable	1.20	25	14.2	348
Accidentelle	1.20	25	18.5	400

Tableau VI. 1 : Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.

VI.3. Ferrailage des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, qui sont dus à (G), (Q) et l'effort sismique (E), ainsi que des efforts tranchants .Leur ferrailage longitudinal se fera en flexion composée avec une fissuration peu nuisible.

Les armatures seront déterminées sous les couples de sollicitations suivants :

$$1) N_{\text{Max}} \rightarrow M_{\text{corr}} ; 2) N_{\text{Min}} \rightarrow M_{\text{corr}} ; 3) M_{\text{max}} \rightarrow N_{\text{corr}}$$

Sachant que :

1) Les combinaisons (G+Q et 1.35G+1.5Q) donne un effort normal maximal et un moment correspondant (N_{max} , M_{corr}).

2) Les combinaisons (G+0.30Q-0.30EX-EY et G+0.30Q+0.30EX-EY) donne un moment maximal et un effort

normal correspondant (M_{max} , N_{corr}).

→ Elle dimensionne le coffrage des sections de béton.

3) Les combinaisons (G+0.30Q-0.30EX-EY et G+0.30Q+0.30EX-EY) donne un effort normal minimum et un

moment correspondant (N_{min} , M_{corr}).

→ Elle dimensionne les sections d'acier (contrainte de traction maximale).

VI.3.1. Recommandations du RPA2024 : (art7.4.2 pages 104)

A) Armatures longitudinales :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets.
- $A_{\text{min}} = 1.0 \%$ de la section de béton (en zone IV).
- $A_{\text{max}} = 4 \%$ $b \times h$ (en zone courante).
- $A_{\text{max}} = 8 \%$ $b \times h$ (en zone de recouvrement).
- $\phi_{\text{min}} = 12 \text{ mm}$ (diamètre minimal utilisé pour les barres longitudinales).
- La longueur minimale de recouvrement (L_{min}) est de 60ϕ en zone IV.
- La distance ou espacement (St) entre deux barres verticales dans une face de poteau ne doit pas dépasser 15cm (zone IV).
- La zone nodale est constituée par le nœud poutres-poteaux proprement dit et les extrémités des barres qui y concourent. Les longueurs à prendre en compte pour chaque barre sont données dans la figure (VI.1) Les valeurs numériques relatives aux prescriptions du RPA2024 Sont apportées dans le tableau suivant :

Niveau	Section du poteau (cm ²)	A_{min} RPA (cm ²)	A_{max} (cm ²)	
			Zone courante	Zone de recouvrement
RDC et 10 étages	40×60	24	96	192

Tableau VI. 2 : Pourcentages minimal et maximal des armatures longitudinales.

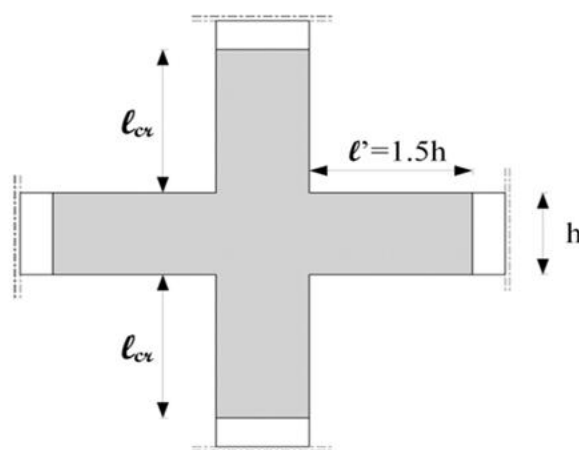


Figure VI. 1 : Zone nodale.

B) Armatures transversales : RPA2024 (art. 7.4.2.2)

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule :

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho_a \times Vu}{h \times Fe} \dots \dots \dots (A)$$

V_u : L'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant,

il est pris égal à :

$$\begin{cases} 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5 \\ 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \lambda_g = \min \left[\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right]$$

λ_g : est l'élancement géométrique du poteau.

a, b : sont les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

l_f : Longueur de flambement du poteau.

St : est l'espacement des armatures transversales dont la valeur est déterminée dans la formule (A), Par ailleurs la valeur maximum de cet espacement est fixée comme suit :

- **Dans la zone nodale :** $St \leq \min \left(\frac{b_0}{3}, 10\text{cm}, 60\phi \right)$ (en zones IV).

Avec :

* b_o : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

* ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

- **Dans la zone courante** : $St \leq (\frac{b_1}{2}, \frac{h_1}{2}, 10\phi_l)$ (en zones IV).

où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armatures transversales minimale :

$\frac{At}{t \times b_1}$ En % est donnée comme suit :

Si : En % est donnée comme suit :

– $\lambda_g \geq 5$: 0.3 %

– $\lambda_g \leq 3$: 0.8 %

– $3 < \lambda_g < 5$: Interpoler entre les valeurs précédentes.

Où : λ_g est l'élancement géométrique du poteau :

$$\left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée ; l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite de (10 ϕ_t) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

$C \geq C_o + \frac{\phi}{2}$ Où $C_o = 1$ cm (Fissuration peu préjudiciable) **BAEL91 A.7.1.**

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{60}{10} = 6cm \quad C \geq 1 + \frac{7}{2} = 4 \text{ cm}$$

Donc on adopte : **C= 4cm**

VI.3.2. Les sollicitations dans les poteaux :

Section	N ^{max} M ^{corr} (ELU)		N ^{min} M ^{corr} (G+0.30Q+0.30EX+EY)		M ^{max} N ^{corr} (G+0.30Q-0.30EX-EY)		N ^{max} M ^{corr} (ELS)	
	N(KN)	M(KN.m)	N(KN)	M(KN.m)	M(KN.M)	N(KN)	N(KN)	M(KN.m)
40×60	3022.67	6.69	-1197.95	-103	104.20	1159.96	2199.47	4.84

Tableau VI. 3 : Les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison dans les poteaux.

VI.3.3. Calcul des ferrailrages :

VI.3.3.1. Armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage est en **flexion composée** dans les deux sens **Y** et **Z**, car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moments fléchissant **My**.

$$N_{\max} = 3022670 \text{ N} ; M_{\text{corr}} = 690 \text{ N.m}$$

$$N_{\min} = -1197950 \text{ N} ; M_{\text{corr}} = -103000 \text{ N.m}$$

$$M_{\max} = 104200 \text{ N.m} ; N_{\text{corr}} = 258279 \text{ N}$$

➤ **1er cas :** la combinaison **ELU** (1,35 G+1,5 Q) :

🔧 **Exemple de calcul :**

$$\begin{cases} N_{\max} = 3022.67 \text{ KN} \\ M_{\text{cor}} = 6.69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Selon l'article **(A.4.4 du BAEL91)**, on adoptera une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2 ; e_1 = e_o + e_a$$

e_1 : Excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_2 : Excentricité dus aux effets du second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_o = \frac{M_{\text{corr}}^y}{N_{\max}} = \frac{6.69}{3022.67} = 0.002 \text{ m} = 0.2 \text{ cm}$$

$$e_a = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{250}\right) = \max\left(2 \text{ cm} ; \frac{306}{250}\right) = 1.224 \text{ cm} = 2 \text{ cm} .$$

$$e_1 = e_o + e_a = 0.2 + 2 = 2.2 \text{ cm}$$

L : hauteur totale du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_o = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$\text{Si } \frac{L_f}{h} < \max(15 ; 20 \times \frac{e_1}{h})$$

On pourra utiliser la méthode forfaitaire.

$$\frac{2,142}{0,6} = 3,57 < \max(15 ; 20 \times \frac{2,2}{60} = 0,036) = 15 \text{ cmCondition vérifier}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} = \sqrt{12} \times \frac{2,142}{0,6} = 12,36$$

$$\text{Alors : } \lambda \leq 50 \Rightarrow \alpha = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = \frac{0,85}{1+0,2\left(\frac{12,36}{35}\right)^2} = 0,83$$

Ø : Généralement égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times L_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times 2,142^2}{10^4 \times 0,60} \times (2 + 0,83 \times 2) = 0,0083 \text{ m} = 0,83 \text{ cm}$$

$$e = e_1 + e_2 = 2,2 + 0,83 = 3,03 \text{ cm.}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 3022,67 \times 0,030 = 90,68 \text{ KN.m}$$

$$\begin{cases} N_{\text{max}} = 3022,67 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 90,68 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$A = (0,337 h - 0,81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0,337 \times 60 - 0,81 \times 4) \cdot 40 \times 60 \times 14,2 = 578,678 \text{ KN.m}$$

$$A = 578,678 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 90,68 + 3022,67 \times (0,56 - \frac{0,60}{2}) = 876,57 \text{ KN.m}$$

$$B = (3022,67 \times (0,56 - 0,04) - 876,57) = 695,21 \text{ KN.m}$$

$$M_3 = A - B = 578,678 - 695,21 = - 116,53 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow M_u = 876,57 > M_3$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 14,2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{876570}{14,2 \times 40 \times 56^2} = 0,049 < \mu_l = 0,392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1,25 [1 - \sqrt{1 - 2(0,049)}] = 0,062 \quad \alpha < \alpha_{AB} = 0,259 \text{CV}$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4(0,062) = 0,97$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{876570}{348 \times 0,97 \times 56} = 46,37 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 46.37 - \frac{3022.67}{100 \times 348} \times 10^3 = -40.48 \text{ cm}^2 \text{ alor } A = 0$$

Alor $A=0 \Rightarrow$ Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on pas besoin à des armatures de compression.

Cas 2: $G+0.30Q+0.30EX+EY$:

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{103}{1197.95} = 0.085 \text{ m} = 8.5 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 8.5 = 10.5 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.00839 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.105 + 0.00839 = 0.113 \text{ m} = 11.3 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1197.95 \times 0.113 = 123.21 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$\begin{cases} N_{\text{max}} = 1197.95 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 123.21 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c'). \text{ b.h. } \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) 40 \times 60 \times 14.2 = 578.67 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{\text{ua}}$$

$$M_{\text{ua}} = M_u + N_u \times (d - h/2) = (123.21) + (1197.95) \times (0.56 - \frac{0.60}{2}) = 434.67 \text{ KN.m}$$

$$B = (1197.95 (0.56 - 0.04) - (434.67)) = 188.56 \text{ MN.m}$$

$$M_3 = A - B = 578.67 - 188.56 = 390.11 \text{ KN.m}$$

$\Rightarrow 434.67 > M_3$; Donc la section est partiellement comprimée. $\emptyset = 1$

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_{\text{ua}}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{434670}{18.5 \times 40 \times 56^2} = 0.185 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2(0.185)}] = 0.257 \Rightarrow \alpha < \alpha_{AB} = 0.259 \dots\dots CV$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.257) = 0.89$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{434670}{400 \times 0.89 \times 56} = 21.80 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 21.80 - \frac{1197.95}{100 \times 400} \times 10^3 = -8.14 \text{ cm}^2 \implies \text{Alore } A=0$$

Cas 3: G+0.30Q-0.30EX-EY:

$$e_a = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2 \text{ cm}; \frac{306}{250}\right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{104.20}{1159.96} = 0.089 \text{ m} = 8.9 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 2 + 8.9 = 10.9 \text{ cm}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.60} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.00839 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.089 + 0.00839 = 0.097 \text{ m} = 9.7 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1159.96 \times 0.097 = 112.51 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$\begin{cases} M_{\text{max}} = 112.51 \text{ KN} \\ N_{\text{corr}} = 1159.96 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$A = (0.337 \times 60 - 0.81 \times 4) \cdot 40 \times 60 \times 14.2 = 578.67 \text{ KN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = (112.51) + (1159.96) \times (0.56 - \frac{0.60}{2}) = 414.09 \text{ KN.m}$$

$$B = (1159.96 \times (0.56 - 0.04) - (414.09)) = 189.08 \text{ MN.m}$$

$$M_3 = A - B = 578.67 - 189.08 = 389.59 \text{ KN.m}$$

$M_{ua} > M_3$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{414090}{18.5 \times 40 \times 56^2} = 0.178 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25[1 - \sqrt{1 - 2(0.178)}] = 0.246 \quad \Rightarrow \alpha < \alpha_{AB} = 0.259 \quad \text{.....CV}$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.246) = 0.90$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{414090}{400 \times 0.90 \times 56} = 20.54 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 20.54 - \frac{1159.96}{100 \times 400} \times 10^3 = -8.45 \quad \Rightarrow \quad \text{Alore } A=0$$

VI.3.3.2. Vérification des sections : RPA2024

- Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$e = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{4.84}{2199.47} = 0.0022$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d} = 0.23 \times 40 \times 56 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{0.0022 - 0.45(56)}{0.0022 - 0.185(56)} = 6.58 \text{ cm}^2$$

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
ELU	0	6.58	24	5HA25 = 24.54
Accidentelle	0			

Tableau.VI.4: choix des sections d'armature.

- Vérification vis-à-vis de l'E.L. S :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les sollicitations de (N_{ser} , M_{ser})

La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

M_{ser} = 152,82 (KN.m)

N_{ser} = 1839,38 (KN)

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{4.84}{2199.47} = 0.0022 \text{ m} = 0.2 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.2 < \frac{h}{6} = \frac{60}{6} = 10 \text{ cm}$$

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1) = 40 \times 60 + 15(25.13) = 2776.95 \text{ cm}^2$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = \frac{1}{2776.95} \left[\frac{40 \times 60^2}{2} \right] + 15(25.13 \times 4 + 25.13 \times 56) = 33.94 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 60 - 33.94 = 26.06 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{40}{3} (33.94^3 + 26.06^3) + 15[25.13(33.94 - 4)^2 + 25.13(26.06 - 4)^2] = 1718366.32 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 4840 \text{ N.m}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{4840}{1718366.32} = 0.0028$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{2199.47 \times 10^3}{100 \times 2776.95} = 7.92 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 7.92 + 0.0028 \times 33.94 = 8.01 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 8.01 \text{ MPa} < 15 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

Donc : les armatures déterminées pour L'E.L. U de résistance conviennent.

La fissuration est peu préjudiciable, alors la vérification de σ_s à L'E.L.S est :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[7.92 + 0.0028(33.94 - 4)] = 120.05 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[7.92 - 0.0028(56 - 33.94)] = 117.871 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s^1 = 122.16 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 116.31 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

Armatures transversales :

Vérification du poteau à l'effort tranchant :

On prend l'effort tranchant max et on généralise les sections d'armatures pour tous les poteaux. La combinaison (Accidentelle) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 152,82 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{152,82 \times 10^3}{550 \times 520} = 0.53 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min(0,2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa}) = 3,33 \text{ MPa} \Rightarrow \tau = 0.53 < \bar{\tau} = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA2024:7.4) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
- V_u : effort tranchant de calcul
- h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant; il est pris égal à 2.50, si l'élancement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5, et égal à 3.75, dans le cas contraire.
- t : espacement des armatures transversales (cf. Figure (7.5)) dont la valeur est déterminée par Eqn. (7.3). Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

– dans la zone nodale (zone critique) :

$$\begin{cases} t \leq \text{Min}(10\phi; 12.5 \text{ cm}) : \text{en zones I, II et III} \\ t \leq \min\left(\frac{b_0}{3}; 10\text{cm}; 60\phi\right) : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

Avec :

* b_0 : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

* ϕ_l : diamètre minimal des barres longitudinales

– dans la zone courante

$$\begin{cases} t' \leq 15\phi_l : \text{en zones I, II et III} \\ t' \leq \text{Min}\left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi_l\right) : \text{en zones IV, V et VI} \end{cases}$$

Où : ϕ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale (A_t t. b_1) en % est donnée comme suit :

$$\begin{cases} 0.3\% \text{ si: } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si: } \lambda_g \leq 3 \\ \text{interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si: } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

où : λ_g est l'élancement géométrique du poteau:

$$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

Avec :

a et b, dimensions de la section droite du poteau, dans la direction de déformation considérée; l_f longueur de flambement du poteau.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135°, ayant une longueur droite de (10 ϕ_t) minimum.

Les cadres et les étriers doivent ménager des cheminées verticales en nombre et diamètre suffisants (ϕ cheminées > 12cm) pour permettre une vibration correcte du béton sur toute la hauteur des poteaux.

Par ailleurs, en cas d'utilisation de poteaux circulaires, il y a lieu d'utiliser des cerces droites individuelles (les cerces hélicoïdales continues sont interdites).

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{40} \text{ ou } \frac{2.142}{60} \right) \quad \lambda_g = (5.3) > 5 \text{ alors : } \rho_a = 3.75$$

RPA2024[Art.7.4]

- La zone nodale : $t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}; 10\text{cm}; 60\phi \right)$. en prend t = 10 cm **en zones IV**
- La zone courante : $t' \leq \min \left(\frac{b_1}{2}; \frac{h_1}{2}; 10\phi \right)$. en prend t = 15 cm **en zones IV**

ϕ_ℓ : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : S_t=10 cm en zone nodale et S_t =15 cm dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 152.82 \times 0.10}{55 \times 400} = 2.60 \text{ cm}^2$$

Soit HA10=3.14

Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow \text{si } \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale :** t=10 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% = \frac{2.60}{10 \times 55} = 0.33\% > 0.3$$

⇒ A_t = 0.003 × 10 × 55 = 1,56 cm² Alors la condition est vérifiée.

✓ Dans la zone courant : $t = 15 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0.3\% \Rightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 55 = 2.47 \text{ cm}^2 \quad \text{Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3}$

$$\phi_t = 2 \text{ cm}$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_\ell}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 \text{ mm}$$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_\ell ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$$S_t = 10 \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm}) \dots\dots\dots (\text{CV})$$

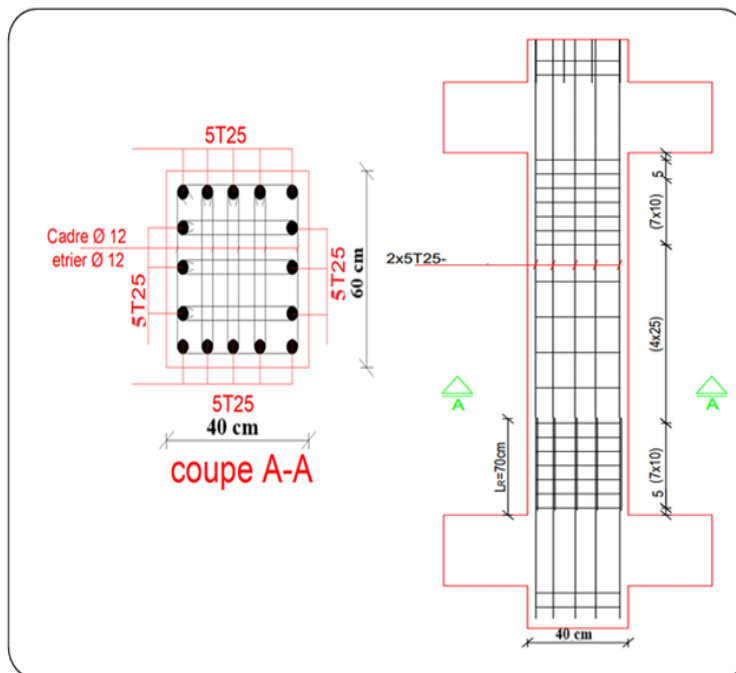


Fig.V.2. Le ferrailage des poteaux 40× 60

VI.4. Ferrailage des poutres :**VI.4.1. Introduction :**

Les poutres sont les éléments horizontaux qui ont le rôle de transmettre les charges apportées par les dalles aux poteaux.

Les poutres seront calculées en flexion simple d'après les règlements du BAEL 91 modifié 99, on se rapportera aussi au RPA2024 pour la vérification.

VI.4.2. Combinaisons des charges :

Combinaisons données par BAEL.91 [1]

- Situation accidentelle :

$$\begin{cases} 1,35 G + 1,5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{cases}$$

VI.4.3. Recommandation des RPA 2024 :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :

- 4% en zone courante
- 6% en zone de recouvrement avec :
- Au moins deux barres d'aciers longitudinaux, à haute adhérence de diamètre 14 mm (dans les zones IV, V et VI), doivent être placées sur les faces supérieure et inférieure, sur la longueur totale de la poutre ;
- Un quart de la section maximale d'armatures supérieures sur appuis est prolongée sur toute la longueur de la poutre.

Les poutres, supportant de faibles charges verticales, et sollicitées principalement, par les forces latérales sismiques, doivent avoir des armatures symétriques avec une section, en travée, au moins égale à la moitié de la section sur appui.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- (50φ) en zones I, II et III
- (60φ) en zones IV, V et VI

L'ancrage des armatures longitudinales, supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle, doit être effectué conformément à la Figure (7.5) avec des crochets à 90°. Cette même figure illustre les autres dispositions constructives et quantités minimales d'armatures.

VI.4.4. Les sollicitations dans les poutres :

	ELU		ELS		Situation accidentelle
Moment (KN.m)	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma
Poutre principale	-178.03	76.38	-129.12	55.78	194.15
Poutre Secondaire	-60.20	85.95	-43.78	62.49	112.76

Tableau.VI.5: Récapitulatif des valeurs des moments dans les poutres dus aux combinaisons les plus défavorables.

VI.4.5. Calcul de ferrailage :

Pour le calcul des armatures nécessaires dans les poutres, nous avons considéré les portiques suivants les deux sens :

Sens porteur (poutre principale).

Sens chainage (poutre secondaire).

➤ **Les poutres principales :**

➤ **L'enrobage :**

$$C \geq C_o + \frac{\emptyset}{2} ; C_o = 1 \text{ cm}$$

$$\emptyset = \frac{h}{10} = \frac{40}{10} = 4 \text{ cm} ; C \geq 1 + \frac{4}{2} = 3 \text{ cm}$$

Donc on adopte : C=4cm

VI.4.4.1. Armatures longitudinales :

➤ **En travée : sous combinaison 1.35G+1.5Q.**

🔗 **Exemple de calcul :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} ; \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} ; \mu = 0.065 < \mu_l = 0.392 \quad A' = 0$$

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right] ; \beta = 1 - 0.4\alpha ; A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

➤ **En travée : sous combinaison accidentelle.**

✚ Exemple de calcul : $M_{pp} = 220.42 \text{ KN.m}$

$$\mu u = \frac{Mt}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{220.42 \times 10^6}{18.5 \times 30 \times 36^2}$$

$$A_l = \frac{Mt}{\sigma_s \times \beta u \times d}$$

1) Poutre Principale :

ELU :

	Mmax(KN.m)	μ	α	β	A cal (cm ²)
En Travée	220.42	0,26679	0,3942	0.842	18.31
En Appuis	51.86	0.06277	0,0802	0.967	3.73

2) Poutre Secondaire :

ELU :

	Mmax(KN.m)	μ	α	β	A cal (cm ²)
En Travée	171.26	0,27074	0,4015	0.839	16.32
En Appuis	40.29	0,06369	0,0814	0.967	3.31

VI.4.4.2. Les vérifications :

➤ ELS :

La fissuration est peut nuisible Il n'y a aucune vérification concernant σ_s .

- Pour le béton : section rectangulaire + flexion simple + acier type FeE400, donc

la vérification de la contrainte max du béton n'est pas nécessaire si l'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

P.P		Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
	En Travée	76.38	55.78	1.36	0.430	0,3942	C.V
	En Appuis	-178.03	-129.12	1.37	0.435	0,0802	C.V

P.S		Mu(KN.m)	Mser(KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	α	condition
	En Travée	85.95	62.49	1.37	0.435	0,4015	C.V
	En Appuis	-60.20	-43.78	1.38	0.440	0,0814	C.V

➤ ELU:

□ Condition de non fragilité : BAEL91 (Article A.4.2)

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \dots \text{Poutre principale.}$$

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \dots \text{Poutre secondaire.}$$

Le pourcentage minimal d'armature :

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 b \times h = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}^2 \dots \text{Poutre principale.}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 b \times h = 0.001 \times 30 \times 35 = 1.05 \text{ cm}^2 \dots \text{Poutre secondaire.}$$

Le pourcentage minimal d'armature RPA 2024 :

$$A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2 \dots \text{Poutre principale.}$$

$$A_{\min}^{RPa} = 0.005 \times h \times b = 0.005 \times 30 \times 35 = 5.25 \text{ cm}^2 \dots \text{Poutre secondaire.}$$

			A_s (cm ²)	$A_{\min}$ (cm ²)	$A_{\min}^{BAEL}$ (cm ²)	$A_{\min}^{RPA}$ (cm ²)	$A_{\text{adoptée}}$ (cm ²)	Ferrailage utilisée (cm ²)
P_p	PP	Appui	3.73	1.30	1.20	6	6	3HA16 = 6.03
		Travée	18.31	1.30	1.20	6	18.31	3HA25+3HA16=20.76
P_s	PS	Appui	3.31	1.30	1.05	5.25	5.25	3HA16 = 6.03
		Travée	16.32	1.30	1.05	5.25	16.32	3HA25+3HA10 = 17.09

Tableau.VI.6 : Récapitulatif résultats du ferrailage.

• Pourcentage maximal d'après le RPA2024(Art7.5.2.1) :

4% en zone courante.

6 % en zone de recouvrement.

Exemple de calcul :

$$P_p \text{ -zone courante : } 3T16 = 6.03 \text{ cm}^2 < 0.04.b.h = 0.04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

$$\text{-zone de recouvrement : } 3T25+3T16 = 20.76 \text{ cm}^2 < 0.06.b.h = 0.06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \dots \text{cv}$$

	Aappui(cm2)	Atravée(cm2)	A _{max} (cm2)		Observation
			Zone courante	Zone de recouvrement	
Pp	6.03	20.76	48	72	CV
Ps	6.03	17.09	42	63	CV

Tableau.VI.7 : Vérifications des pourcentages maximaux des aciers longitudinaux.

- **Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1)**

Combinaison	V _u (KN)		
	1.35G+1.5Q	G+Q	Accidentelle
Pp	162.95	118.97	389.19
Ps	47.05	34.39	83.90

Tableau.VI.8 : Efforts tranchant dans les différentes poutres.

La contrainte tangente : $\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d}$ BAEL91 (art.A.5.1,1)

$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right)$ Fissuration peu nuisible BAEL91 (art.A.5.1, 211)

	V _u (KN)	b ₀ (cm)	d (cm)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Observation
Pp	136.07	40	41	0.829	4.35	CV
Ps	102.56	40	41	0.625	4.35	CV

Tableau.VI. 9 : Vérification des contraintes tangentielles.

- **Vérification de la flèche: BAEL91 (art. B.6.5.1)**

On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

- **Poutre principale :**

✚ **Exemple du calcul :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$$

$$\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d}$$

Nous faisons le même calcul pour les autres éléments et les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

	$\frac{h}{L}$	$\frac{1}{16}$	$\frac{Mt}{10M0}$	$\frac{4.2}{fe}$	$\frac{A}{b \times d}$	Observation
P_p	0.07	0.0625	0.084	0.0105	0.019	CV
P_s	0.90	0.0625	0.084	0.0105	0.015	CV

Tableau.VI. 10 : Vérification des conditions de flèche.

VI.4.4.2. Armatures transversales :

➤ Diamètre des armatures transversales : BAEL91 (art.A.7.2, 2)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{ht}{35}; \phi_l; \frac{b0}{10}\right)$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; 1.2; \frac{30}{10}\right) \longrightarrow \phi_t \leq \min(1.14; 1.2; 3) = 1.14 \text{ cm}$$

Soit $\phi_t = 8 \text{ mm}$

➤ Escapement des armatures transversales:

• BAEL 91 (art.A.5.1, 22)

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

$$S_t \leq \min(36.9; 40) \text{ cm} = 36.90 \text{ cm}$$

➤ Espacement des armatures transversales:

• BAEL 91 (art.A.5.1, 22)

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

$$S_t \leq \min(36.9; 40) \text{ cm} = 36.90 \text{ cm}$$

• RPA: D'après RPA2024 (art.7.5.2, 2):

• Dans la Zone nodale :

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right)$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{40}{4} = 10 \text{ cm}; 12 \times 1.14 = 13.68 \text{ cm}\right) = 10 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 10 cm en zone nodale avec longueur suivant :

$$L_r = 2.h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm.}$$

- Dans la Zone courante : $St \leq \frac{h}{2}$

$$St \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm}$$

On adopte un espacement de 15 cm en zone courante.

➤ La section de ferrailage transversal :

- BAEI : D'après BAEI 99(Article A.5.1, 22) :

$$St \leq \frac{At \times fe}{0.40 \times b_0} \longrightarrow At \geq \frac{St \times 0.4 \times b_0}{fe}$$

$$At \geq \frac{St \times 0.4 \times b_0}{fe} = \frac{15 \times 0.4 \times 30}{400} = 0.45 \text{ cm}^2$$

Soit un cadre HA8 + un étrier HA8 = 3HA8 = 1.51 cm².

- RPA : D'après RPA2024 (A.7.5.2.) :

$$A_t = 0.003 \times S_t \times b \longrightarrow A_t = 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 < 1.51 \text{ cm}^2 \dots\dots CV$$

VI.4.5. Présentation du ferrailage :

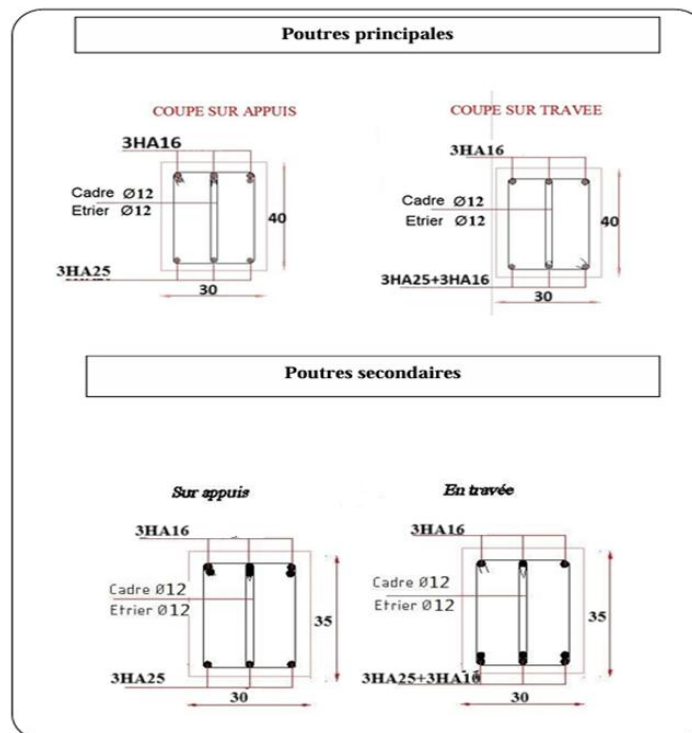


Figure VI. 3 : Schéma du ferrailage des poutres.

V.5.Ferraillage des voiles :

Les voiles sont des éléments de contreventement soumis à des chargements verticaux (charges permanentes et charges d'exploitations) et à des forces horizontales dues au séisme.

Les charges verticales provoqueraient des efforts normaux et des moments si ces efforts normaux sont excentrés, par contre les efforts horizontaux provoqueraient des efforts normaux, tranchants et des moments fléchissant, donc chaque voile sera ferrailé en flexion composée et nécessiterait la disposition du ferraillage suivante :

- ✓ Dans le plan vertical : des aciers verticaux.
- ✓ Dans le plan horizontal : des aciers horizontaux.
- ✓ Des aciers transversaux.

VI.5.1. Recommandations du RPA 2024 :**A) Armatures verticales :**

- Lorsqu'une partie du voile est tendue sous l'action des forces verticales et horizontales l'effort de traction doit être repris en totalité par les armatures.
- Le pourcentage minimum des armatures verticales sur toute la zone tendue est de 0,20 %.
- Il est possible de concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile ou du trumeau, la section totale d'armatures verticales de la zone tendue devant rester au moins égale à 0,20 % de la section horizontale du béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Si des efforts importants de compression agissant sur l'extrémité du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochet à la partie supérieure.
- Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile ou du trumeau l'espacement des barres doit être au plus égale à 15cm.

B) Armatures horizontales :

Les barres horizontales doivent munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10Φ .

Dans le cas où il existerait des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochet si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

Règles communes:

- Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales dans les trumeaux est donné comme suit :
 - Globalement dans la section du voile 0,15 %
 - En zone courante 0,10 %
- L'espacement des barres verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petites des deux valeurs suivantes :
 - $S_t \leq 1,5a \Rightarrow S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$, avec a : épaisseur du voile.
 - $S_t \leq 30\text{cm}$
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'abouts) ne doit pas dépasser **1 /10** de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - **40Φ** : pour les barres situées dans les zones où le renversement est possible ;
 - **20Φ** : pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charge.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris pour les aciers de coutures dont la section doit être calculée avec la formule suivante :

$$A_{vj} = 1.1 \frac{V}{f_e} \quad ; \text{ Avec } V = 1.4 V_{\text{calculé}}$$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaire pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

C) Armatures transversales :

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées entre elles avec au moins quatre (4) épingles au mètre carré leur rôle principal est de relier les deux nappes d'armatures de manière à assurer leur stabilité, lors du coulage du béton.

VI.5.2. Les sollicitations dans les voiles :

ACCIDENTELLE		
M_{max} (KN.m)	N_{corr} (KN)	T_{max} (KN)
-2386.03	-3584.30	874.81

Tableau VI. 11 : Récapitulatif des efforts internes dans le voile dus aux
Combinaison les plus défavorables.

VI.5.3. Calcul du Ferrailage:

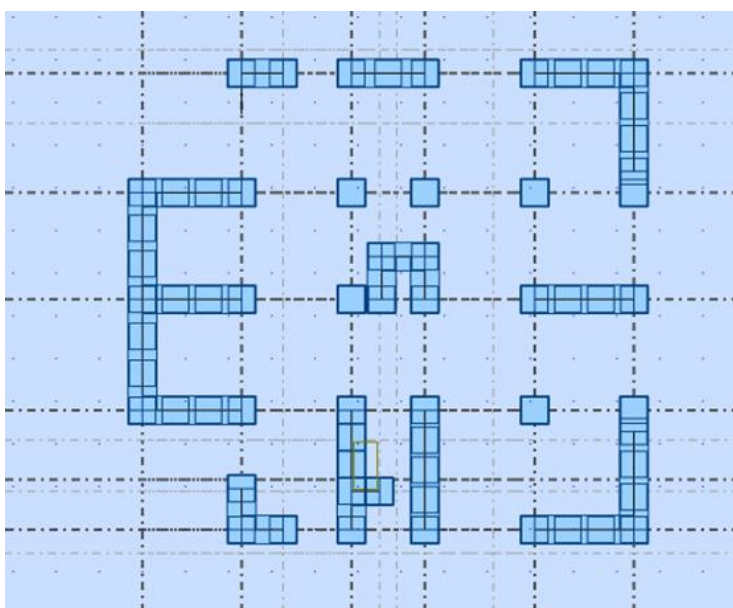
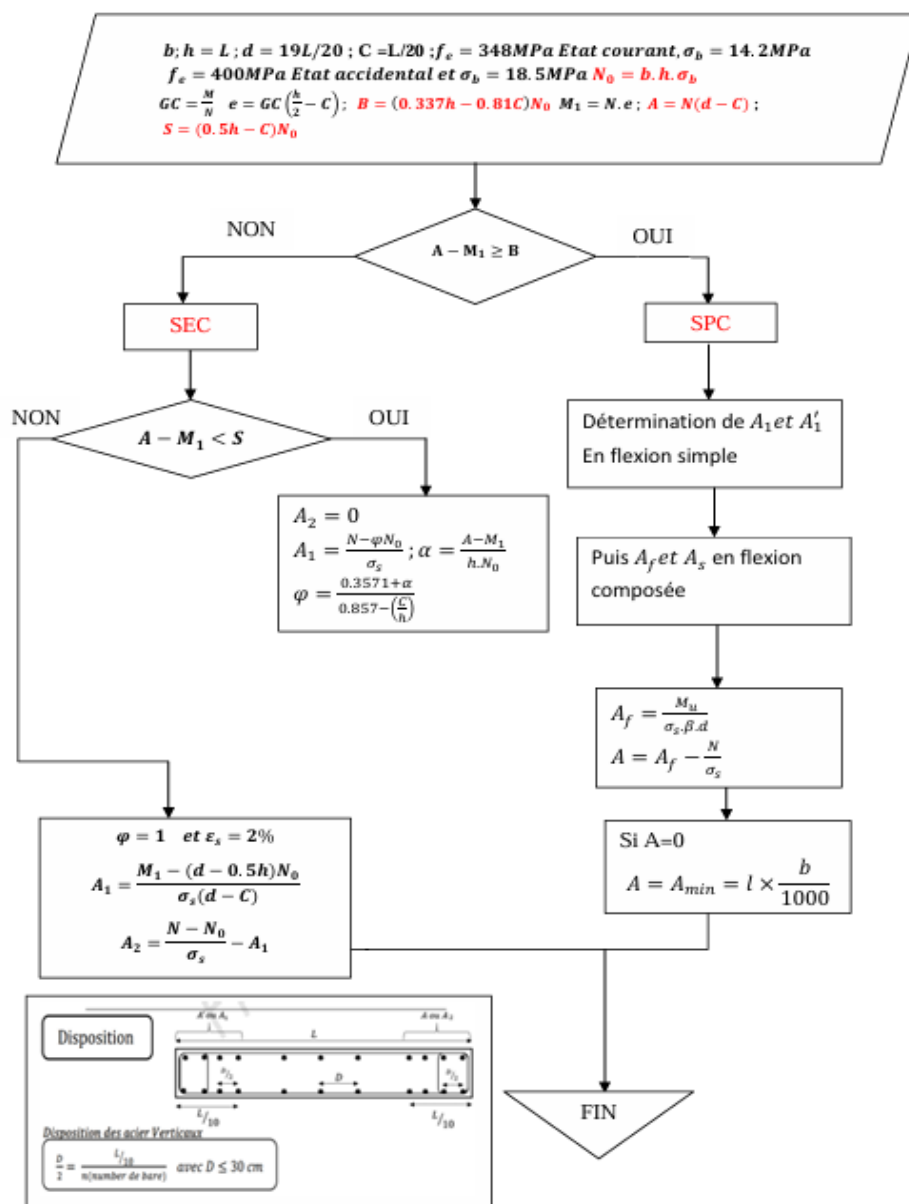


Figure VI. 4 : Disposition de voile L = 3.40

➤ Organigramme de calcul :



V

➤ **Combinaison:** Accidentelle

$$M_{\max} = -2386.03 \text{ KN.m}$$

$$N_{\text{corr}} = -3584.30 \text{ KN}$$

$$h = 3.40 \text{ m} ; C = 0.17 \text{ m}$$

$$d = \frac{19L}{20} = 3.23 \text{ m} ; e = 0.15 \text{ m}.$$

$$GC = \frac{M_{\max}}{N_{\text{corr}}} = \frac{-2386.03}{-3584.30} = 0.66 \text{ m} > \frac{h}{6} = \frac{3.40}{6} = 0.56 \text{ m} \longrightarrow e = 1.00 \text{ m}$$

$$N_0 = b \cdot h \cdot \sigma_b = 0.15 \times 3.40 \times 18.5 = 9435 \text{ KN}$$

$$B = (0.337 \times h - 0.81 \times C) N_0 = 9511.42 \text{ KN.m}$$

$$A = N (d - C) = 10967.98 \text{ KN.m}$$

$$M_1 = N \times e = 537.64 \text{ KN.m}$$

$$A - M_1 = 10430.34 \text{ KN.m} > B \Rightarrow \text{La section est partiellement comprimée.}$$

Alors détermination de la section d'acier en flexion simple.

$$M_{ua} = M_u - N_u \times (d - h/2) = 7870.01 \text{ KN.m}$$

• **Vérification de flambement:**

$$\frac{L_f}{h} \leq \max \left(15; \frac{20 \cdot e}{h} \right)$$

$$\frac{L_f}{h} = \frac{20 \times 0.15}{3.40} = 0.88 < 15 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$\sigma_b = 18.5 \text{ MPa} \longrightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$$

$$\mu_b = \frac{M_{ua}}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{7870.01 \times 10^6}{18.5 \times 150 \times 3230} = 0.27$$

$$\mu_b < \mu_l \quad A_c = 0$$

$$\alpha = 0.402 \text{ et } \beta = 0.83$$

$$A_f = \frac{M_{ua}}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{7870.01 \times 10^4}{400 \times 0.83 \times 3230} = 73.38 \text{ cm}^2$$

• **Calcul des armatures à la flexion composée : (N effort de traction) :**

$$A_{\text{calculée}} = A_f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 73 - \frac{3584.30}{100 \times 400} = 72.91 \text{ cm}^2$$

➤ **L'armature verticale minimale:**

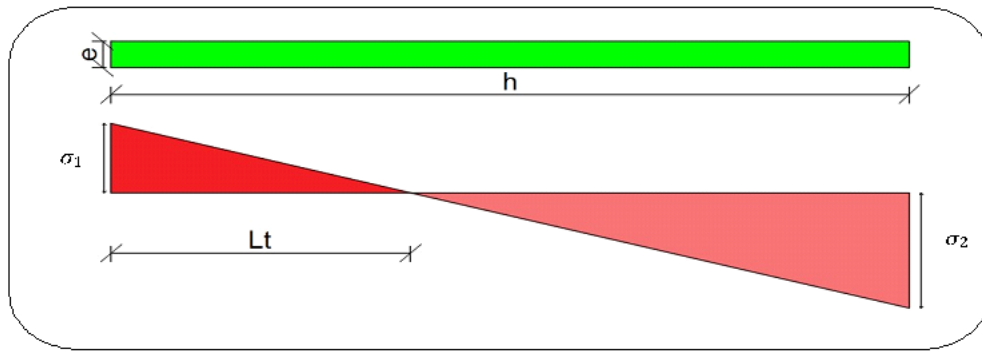


Figure VI. 5 : Les contraintes dans le voile.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{3584.30}{150 \times 3400} + \frac{6.2386.03 \times 10^6}{150 \times 3400^2} = 8.26 \text{ cm}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{3584.30}{150 \times 3400} - \frac{6.2386.03 \times 10^6}{150 \times 3400^2} = -8.24 \text{ cm}^2$$

Cas (SPT) : $\sigma_1 \geq 0$; $\sigma_2 \leq 0$; $L_t = h \times \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_2| + |\sigma_1|} = 3.40 \times \frac{8.24}{8.24 + 8.26} = 1.69 \text{ m}$

L_t : longueur de la section tendue.

Alors :

- $A_{\min}^{\text{RPA}} = 0.002 \times L_t \times b = 0.002 \times 169 \times 15 = 5.07 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimum d'armatures verticales total est donné comme suit :

- $A_{\min}^g = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 340 \times 15 = 10.2 \text{ cm}^2$

Donc on prend:

▪ **Dans la zone tendue:**

$$A = \text{Max} (A^{\text{cal}}, A_{\min}^{\text{RPA}}) = \text{Max} (72.91, 5.07)$$

Alors on prend $A = 72.91 \text{ cm}^2$

▪ **En zone courante :**

$$h' = h - 2L_t > 0$$

$$h' = 3.40 - 2 \times 1.69 = 0.02 \text{ m}$$

$$A_{\min 2} = 0.001 \times b \times h' = 0.001 \times 15 \times 2 = 0.03 \text{ cm}^2.$$

$$A_{\text{tot}} = 2A_{\text{tendue}} + A_c > A_{\min}$$

Niveau	A _{tendu} (cm ²)	A _c (cm ²)	A _{total} (cm ²)	A _{g_{min}} (cm ²)	Condition
	72.91	0.03	145.85	10.20	Vérifiée

Tableau VI. 15 : Récapitulatif résultats du ferrailage vertical de voile.

➤ **Choix d'armature:**

- **Dans la zone tendue:**

$$A = 72.91 \text{ cm}^2 \rightarrow 10\text{HA}25 + 5\text{HA}25 = 73.63$$

- **En zone courante :**

$$A = 0.03 \rightarrow 2\text{HA}8 = 1.01\text{cm}^2$$

✚ **Remarque :**

On adopte un ferrailage symétrie à cause de changement de signe des moments qui sont dus au changement de signe des forces sismiques.

➤ **L'espacement:**

D'après RPA99/V2003(art.7.7.4.1)

$$S < \min (1.5.a; 30\text{cm}) = \min (1.5 \times 15 = 22.5 \text{ cm}; 30 \text{ cm}) = 22.5 \text{ cm}.$$

On prend: S = 15 cm

- **Dans la zone $\frac{h}{10}$:**

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{15}{2} = 7.5$$

On prend : D = 7 cm

Les espacements suivant le (**BAEL**) sont négligés par rapport **RPA**.

➤ **Vérification des contraintes de cisaillement :**

T : Effort tranchant à la base du voile.

b : épaisseur du voile.

d : Hauteur utile (d=0.9×h).

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ MPa} \quad \text{RPA99/V2003 (art.7.7.2)}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{calculée}}{b \times (0.9 \times h)} = \frac{1.4 \times 874.81}{150 \times (0.9 \times 3400)} = 2.66 < 5 \text{ MPa}$$

VI.5.3.2. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum d'armatures horizontales pour une bande de 1 m de largeur.

- **Globalement dans la section du voile : RPA99/V2003(art.7.7.4.3)**

$$A_{h_{min}} = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 15 \times 100 = 2.25\text{cm}^2$$

Donc on prend : $A_{hor} = 3HA12 = 3.39 \text{ cm}^2/\text{ml}$ avec $S_h = 15 \text{ cm}$.

VI.5.3.3. Armatures transversales : RPA99/V2003(art.7.7.4.3)

Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles $\emptyset 6$ au mètre carré.

VI.5.4. Présentation du ferrailage :

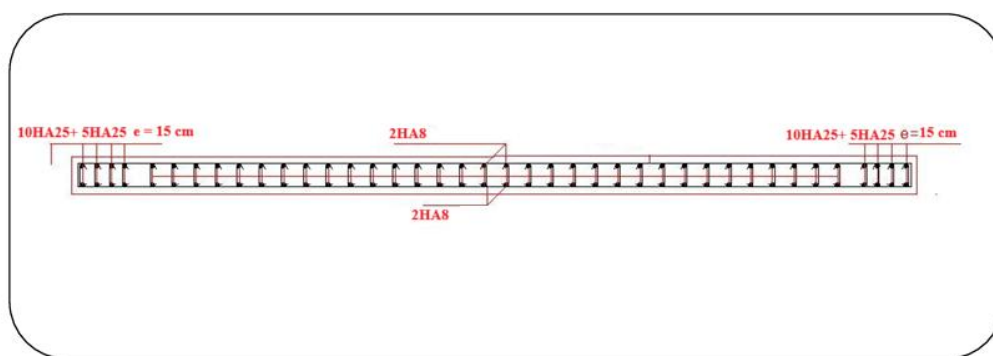


Figure .VI.6 : Schéma du ferrailage de voile.

CHAPITRE VII :
ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1 Caractéristique du sol :

Selon le rapport de sol effectué par le laboratoire d'analyse technique, le sol de fondation est relativement homogène et les caractéristiques géométriques du sol sont :

γ_h (KN/ m ³)	γ_d (KN /m ³)	C_u (bar)	φ_u (°)	q_c (MPa)	R_p (MPa)	q_{adm} (bar)	K (KPa)	S_c (cm)
18.20	16.35	0.60	20.08	4.72	4.0	2.20	410	3.70

Tableau VII. 1 : caractéristique géométrique du sol.

VII.2. Etudes des fondations.**VII .2.1 : 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 ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

VII.2.2 Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VII .2.3. Le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation dépend de :

- Type d'ouvrage à construire.
- La nature et l'homogénéité du bon sol.
- La capacité portante du terrain de fondation.
- La raison économique.
- La facilité de réalisation.

VII.2.4. Combinaison d'action:

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle pour la vérification.

Le bâtiment est usage d'habitation dans la wilaya : de Sétif.

Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $Q=1.5$ bars pour l'ensemble du site.
- Types de sol : classé dans la catégorie S3 (**sol meuble**)
- Ancrage des fondations : $D = 1.5$ m

Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment :

($S_{\text{semelles}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%$).

VII.2.5. Vérification du chevauchement (S_s / S_b) :

$S_s / S_b < 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a des semelles isolées sous poteaux et filantes sous voile.

$S_s / S_b > 50 \%$ c'est-à-dire : il-y a radier général comme type de fondation.

S_b : la surface totale du bâtiment.

S_s : La surface totale de la semelle

La surface de la semelle est donnée par :

$$S_s \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

N_{ser} : La somme des réactions des poteaux et voiles à l'E.L.S.

$$\sigma_{\text{sol}} = 150 \text{ KN/m}^2 .$$

$$N_{\text{ser}} = 64161.19 \text{ KN}.$$

$$S_s \geq \frac{64161.19}{150} = 427.74 \text{ m}^2$$

$$\text{Surface total du bâtiment : } S_b = 440.96 \text{ m}^2$$

Vérification :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{427.74}{440.96} = 0.97 = 97\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles.

Pour cela on a opté pour un **radier général** comme type de fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VII.3. Etude du radier :

Un radier est une dalle pleine, éventuellement nervurée, constituant l'ensemble des fondations du bâtiment, il s'étend sur toute la surface de l'ouvrage.

VII.3.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

- **La dalle** : $h \geq \frac{L_{max}}{20}$

Avec : $L_{max} = 5.60$ m (La longueur maximale entre axes des poteaux)

Donc : $h > 28$ cm.

- **La nervure** : $h \geq \frac{L_{max}}{10}$

Donc : $h > 50$ cm.

b) Condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 28 cm ($h_{min} \geq 28$ cm)

c) Condition de la rigidité :

$$L_{max} \geq \frac{\pi \times L_e}{2}$$

L_e : Longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : Module d'élasticité du béton $E = 3216420$ t/m

I : Inertie d'une bande d'1 m de radier. $I = \frac{bh^3}{12}$

K : coefficient de raideur du sol, pour les sols moyenne résistance il est pris égal à ($K = 4100$ t/m³).

b : largeur du radier (bande de 1m).

$$\text{Donc : } h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L^4_{max}}{E \times \pi^4}}$$

$L_{max} = 5.60$ m, $E = 3216420$ t/m², $K = 4100$ t/m³

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48K \times L^4_{max}}{E \times \pi^4}} \longrightarrow h \geq 0.85 \text{ m.}$$

- **Conclusion :**

La valeur de l'épaisseur du radier à adopter est :

$$h_r = \max(28\text{cm}, 56\text{ cm}, 85\text{cm})$$

- On prend : $h_r = 85\text{cm}$.

- **Remarque :**

On adoptera une épaisseur constante sur toute l'étendue du radier :

$h = 85\text{ cm}$ (la poutre)

$h = 28\text{ cm}$ (La dalle)

$b = 56\text{ cm}$ (Largeur de la poutre)

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}} = \sqrt[4]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.028}{4100 \times 1\text{ml}}} = 3.06\text{ m} > \frac{2}{\pi} L_{\max} = 3.56\text{ m} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

VII.3.2. Détermination des efforts :

$$\text{ELU} : N_u = N_u^{R+10} = 87775.48 = 87775.48\text{ KN}$$

$$\text{ELS} : N_s = N_s^{R+10} = 64161.19 = 64161.19\text{ KN}$$

VII.3.3. Détermination de la surface nécessaire du radier :

$$\text{- ELU} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_u}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{87775.48}{150} = 585.16\text{ m}^2$$

$$\text{- ELS} : S_{\text{radier}} \geq \frac{N_s}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{64161.19}{150} = 427.74\text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 440.96\text{ m}^2 < \max(S_1; S_2) = 585.16\text{ m}^2$$

La surface du bâtiment est inférieure à la surface de radier, On n'a pas besoin d'ajouter un débordement (D).

VII.4. Les vérifications nécessaires :

VII.4.1. Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art.A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b.d} \leq \min\left(\frac{0.15 F_{c28}}{\gamma_b}; 4\text{MPa}\right) \quad \text{avec : } b = 100\text{ cm} \quad ; d = 0,9 h = 76\text{ cm}$$

$$T_{u_{\max}} = q_u \cdot \frac{L_{\max}}{2} \longrightarrow T_{u_{\max}} = \frac{N_u \cdot b}{S} \times \frac{L_{\max}}{2} = \frac{87775.48 \times 1}{585.16} \times \frac{5.60}{2} = 420.01\text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{1.0.76} = 0.55\text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.5\text{ MPa} \longrightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VII.4. Ferrailage du radier:

- Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumis à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

- Les panneaux constituant le radier sont uniformément chargés et seront calculés comme des dalles appuyées sur quatre cotés et chargées par la contrainte du sol, pour cela on utilise la méthode de BAEL91 annexe E3 pour déterminer les moments unitaires μ_x , μ_y qui dépend du coefficient de POISSON et du rapport : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

VII.4.1. Méthodes de calcul :

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$ Tel que :

μ_x , μ_y : sont des coefficients en fonction de $\rho = l_x / l_y$ et ν (prend **0.2** à l'ELS, **0** à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

En tenant compte des modes de fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

Localisation	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
Sur travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$	$M_{tx} = 0.75 M_x$
	$M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Tableau VII. 2 : Résumé des méthodes de calcul.

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VII.4.2. Evaluation des charges :

➤ Poids du radier :

$$G_{\text{radier}} = S_{\text{radier}} \times h \times \gamma_b = 427.74 \times 0.28 \times 25 = 2994.18 \text{ KN}$$

✓ ELU :

$$q_u = \frac{N_u + 1.35 G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} \times 1 \text{ ml} = \frac{87775.48 + 1.35 \times 2994.18}{585.16} = 156.91 \text{ KN/ml}$$

✓ ELS :

$$q_s = \frac{N_s + G_{\text{radier}}}{S_{\text{radier}}} \times 1 \text{ ml} = \frac{64161.19 + 2994.18}{427.74} = 157.00 \text{ KN/ml}$$

Le plus grand panneau est le panneau de rive (4.60×5.60) m².

$$\alpha = \frac{l_x}{l_y} = \frac{4.60}{5.60} = 0.82 \Rightarrow \text{Le panneau travaille dans les deux sens.}$$

VII.4.3. Calcul des moments fléchissant :

	Sens X-X				Sens Y-Y			
	μ_x	M_x KN.m	M_{tx} KN.m	M_{ax} KN.m	μ_y	M_y KN.m	M_{ty} KN.m	M_{ay} KN.m
ELU	0.056	185.93	158.04	55.77	0.595	110.62	94.02	33.18
ELS	0.0632	209.95	178.45	62.98	0.710	132.01	112.20	39.60

Tableau VII. 3 : Résultats des moments sur appui et en travée (ELU, ELS).

VII.4.4. Calculs des armatures de la dalle du radier :

$$\mu = \frac{M}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad ; \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad ; \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{M}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s \min} = \frac{0.23 \cdot b \cdot d \cdot f_{t28}}{f_e}$$

$$\text{ELU : } \sigma_b = 14.2 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$\text{ELS : } \sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{BAEL91 (art.4.5.2) FeE400}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ \left(\frac{2}{3} \right) f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\}$$

$$\sigma_s = \min \{ 0.666 \times 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \} \longrightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$b = 100 \text{ cm} \quad \phi \geq \frac{h}{2} = \frac{28}{2} = 2.8 \text{ cm}$$

$$dx = h - c - \frac{\phi}{2} = 28 - 5 - \frac{2.8}{2} = 21.6 \text{ cm} \quad dy = dx - \frac{\phi_x + \phi_y}{2} = 21.6 - \frac{2.8 + 2.8}{2} = 18.8 \text{ cm}$$

- **Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2)**

$$A_s = \frac{0.23 \times b \times d \times f_{t28}}{f_e}$$

- **Pourcentage minimal d'après le BAEL91 (Art B.6.4) :**

$$A_{1\min} = 0.1\% (b \times h)$$

- **L'ELU** : $v = 0$; $q_u = 156.91 \text{ KN/m}$ $\mu_x = 0.056$ $\mu_y = 0.595$
- **L'ELS** : $v = 0.2$; $q_{ser} = 157.00 \text{ KN/m}$ $\mu_x = 0.0632$ $\mu_y = 0.710$

	ELU				ELS			
	sens (x-x)		sens (y-y)		sens (x-x)		sens (y-y)	
Localisation	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée	Appui	Travée
M (KN.m)	55.77	158.04	33.18	94.02	62.98	178.45	39.60	112.20
μ	0.056	0.056	0.595	0.595	0.0632	0.0632	0.710	0.710
α	0.072	0.072	1.25	1.25	0.081	0.081	1.25	1.25
β	0.97	0.97	0.5	0.5	0.96	0.96	0.5	0.5
A_s (cm ² /ml)	7.18	20.35	8.29	23.49	8.19	23.22	9.89	28.03
A_{smin} (cm ² /ml)	2.77	2.77	2.77	2.77	2.77	2.77	2.77	2.77
A^1_{min} (cm ² /ml)	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8	2.8
Le choix					5HA16	8HA20	5HA16	6HA25
A_s adp (cm ² /ml)					10.05	25.13	10.05	29.45

Tableau VII. 4 : Récapitulatif des résultats d'armature du radier (ELU et ELS).

VII.5 .5. Vérification de l'effort tranchant : BAEL91 (art A.5.1) p51u

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} \quad ; \quad T_u = \frac{q_u \times L_x \times L_y}{2L_x + L_y} = \frac{156.91 \times 4.60 \times 5.60}{2 \times 4.60 + 5.60} = 237.111 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{237.11 \times 10^3}{280 \times 1000} = 0.84 \text{ MPa}$$

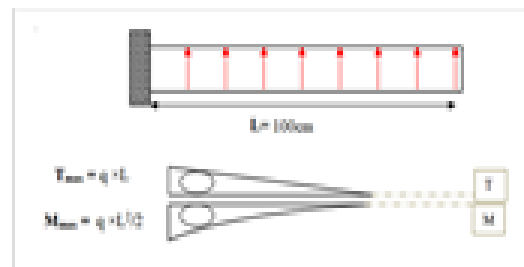
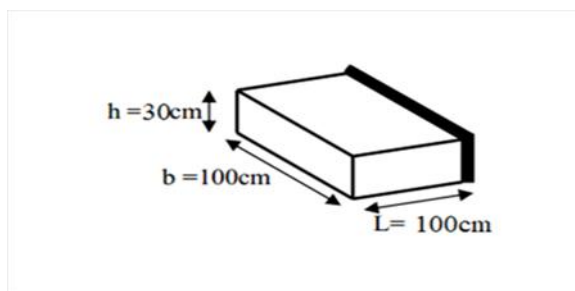
$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right) = \min (3 ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

$\tau_u = 0.84 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3 \text{ MPa}$C.V; on n'a pas besoin des armatures transversales.

VII.6. Etude du débord du radier :**VII.6.1. Armatures longitudinales :**

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 100cm .

Le calcul du ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linier.



b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	q _u KN/m	q _s KN/m
100	30	23	100	156.91	157.00

$$A_{BAEL} = 0.0025 \times b \times h = 7.50 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité : $A_{Smin} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$

	M(KN.m)	μ	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{Smin}(\text{cm}^2)$	$A_{BAEL}(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm}^2)$
ELU	83.79	0.056	0.086	0.97	23.94	2.77	7.50	23.94
ELS	83.85	0.063	0.086	0.96	28.03	2.77	7.50	28.03

Tableau VII. 5 : Récapitulatif des résultats du ferrailage débord du radier.

Donc on choisit $A = 7.50 = 5HA14 / m\ell$ avec un espacement 15 cm.

VII.6.2. Vérification au cisaillement :

$$\tau_U \leq \bar{\tau}_U = 0.05 f_{c28}$$

$$T_u = q_u \times L = 156.91 \times 1 = 156.91 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \times d} = \frac{156.91 \times 10^3}{1000 \times 230} = 0.068 \text{ MPA}$$

$$\tau_U = 0.068 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_U = 1.5 \text{ MPA}$$

Note : On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

VII.6.3. Armature de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)

$$A_r = \frac{A}{4} = 2.5 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit 6HA12 = 6.79 cm² avec un espacement 15 cm

VII.7. Etude de la nervure :

$$h_n = 90 \text{ cm} \quad d = 0.9.h = 81 \text{ cm}$$

$$b = 60 \text{ cm} \quad C = 8 \text{ cm}$$

VII.7.1. Calcul des charges et des sollicitations de la nervure :

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures.

Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

- Charge triangulaire :

$$P = \frac{q \times L_X}{4}$$

- Charge trapézoïdale :

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \times \frac{q \times L_X}{2}$$

- Evaluation des charges :

$$q_u = \frac{N_u}{S_{radier}} = 156.91 \text{ KN/m}^2$$

$$q_s = \frac{N_s}{S_{radier}} = 157.00 \text{ KN/m}^2$$

VII.7.2. Calcul du ferraillage :

VII.7.2.1. Armatures longitudinales :

$$C=8\text{cm} \quad h=90\text{cm} \quad d=82\text{cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} \quad ; \quad A = \frac{M}{\sigma_s \times d \times \beta} \quad ; \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}}{0.8} \quad ; \quad \beta = 1 - \alpha$$

- Condition de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2.1)

$$A_{\min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 81 \times \frac{2.1}{400}$$

En appuis :

$$\mu_{bc} = \frac{Ma_{\max}}{f_{bu} b \cdot d^2} = \frac{168.56 \times 10^3}{14.2 \times 0.60 \times 0.81^2} = 0.15$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 0.219 \quad ; \quad \beta = (1 - 0.4 \alpha) = 0.775$$

$$A_s = \frac{M}{d \cdot \beta \cdot \sigma_s} = 17.5 \text{ cm}^2$$

- Condition non fragilité : BAEL91(art.A.4.2)

$$A_{\min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 60 \times 81 \times \frac{2.1}{400} = 5.86 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit } A = 4\text{HA}25 = 19.64 \text{ cm}^2$$

➤ Vérifications à l'ELU :

- Effort tranchant :

$$\tau_u = \frac{V_{u\max}}{b_0 \times d} = 1.5 \text{ cm}^2.$$

Fissuration préjudiciable $\tau_u \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa}$vérifiée.

Armatures transversales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right\}$$

Espacement des aciers transversaux :

S t = 12 cm En zone nodale

S t = 20 cm En zone courante

Schéma de ferrailage :

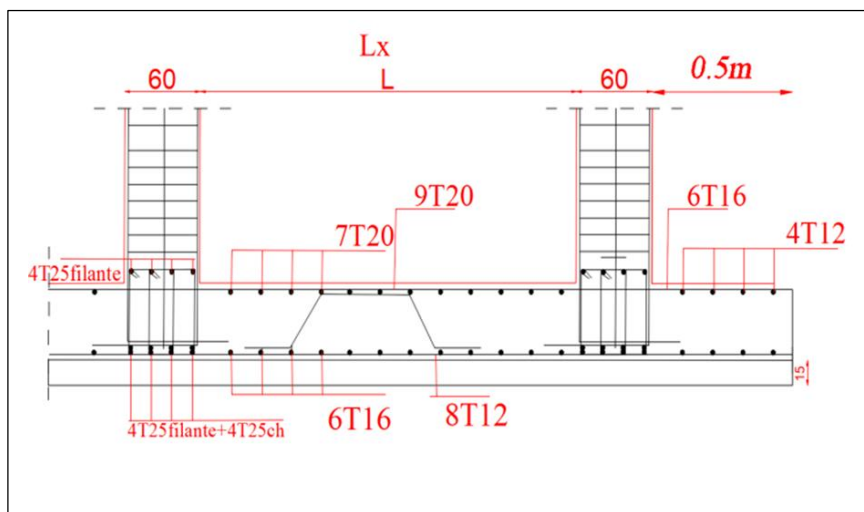


Figure VI. 1: Schéma du ferrailage du radier.

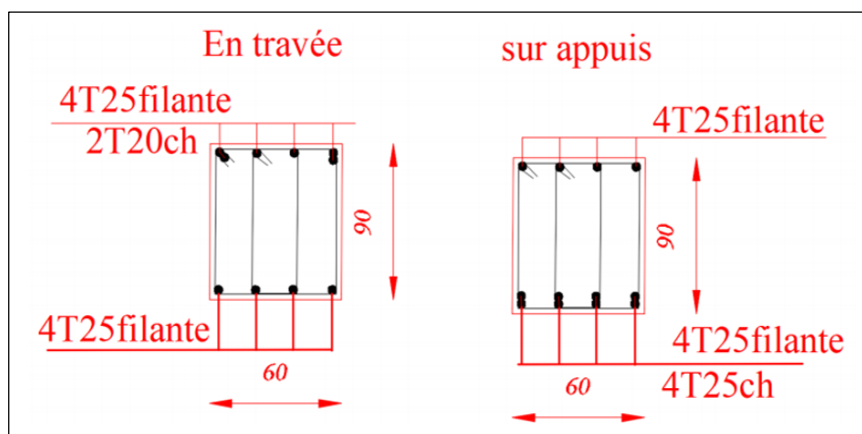


Figure VI. 2 : Schéma du ferrailage de la nervure dans les deux sens X et sens Y.

CONCLUSION

Ce projet de d'études nous a permis d'utiliser les connaissances théoriques acquises Durant l'ensemble des années d'études, d'autant mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage. Nous avons compris combien il important de bien analyser une structure avant d la calculer pour avoir une bonne conception parasismique tout en assurant la sécurité.

Dans notre projet qui constitue une première expérience, nous avons calculé un bâtiment en béton armé par les méthodes classiques étudiées dans notre cursus et nous avons aussi utilisé un logiciel de calcul de structure performant qui est Robot Structural tenant compte du processus de correction que nous avons effectué avec la méthode de spectre de réponse selon le RPA 2003.

Il faut tenir compte, que l'ingénieur en génie civil ne doit pas se baser uniquement sur les calculs théoriques, mais aussi sur le côté pratique à savoir la résistance, la durabilité et l'économie.

Le but principal de l'ingénieur est d réduire le risque sismique a un niveau minimal et de faciliter l'exécution de l'ouvrage, surtout quand il s'agit de la réalisation d'un ouvrage dans une zone sismique ou de forte sismicité.

Il est important de signaler que nous sommes bien conscients que beaucoup reste à faire pour arriver au métier d'ingénieur que nous espérons exercer.

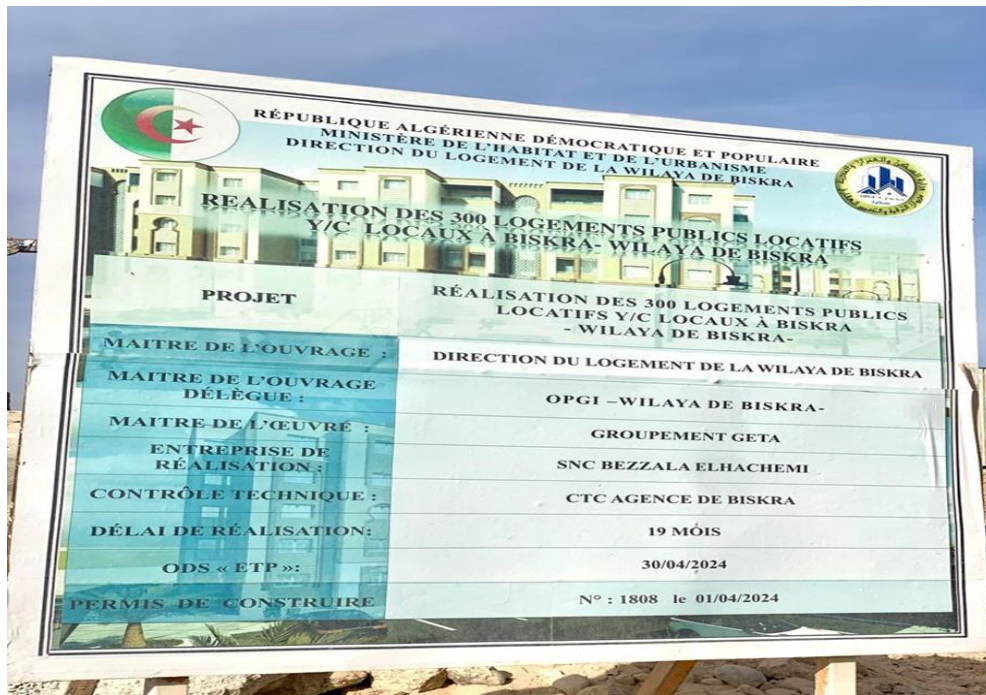
Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et que ce travail sera bénéfique pour les prochaines promotions.

PARTIE 2 :

CONTRÔLE DE CHANTIER

1) Présentation du projet :

Il s'agit de la réalisation d'un bâtiment constitué d'un sous-sol et de trois (03) étages, le projet est situé dans la région ouest de BISKRA.



2) Installation du chantier et des équipements.

Cette étape est la plus importante des premières tâches du travail. Pour assurer une bonne Organisation de chantier et le bon fonctionnement des ouvrages.

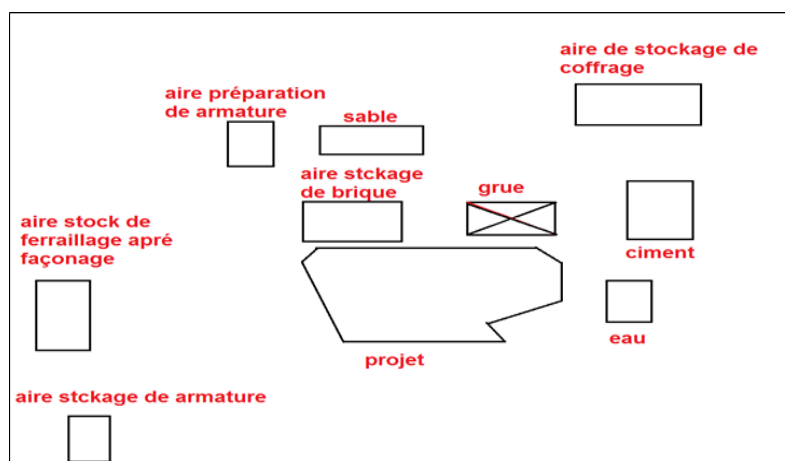


Figure I.2: Plan d'installation de chantier

1) Le chantier est équipé par les moyens suivants :

3.1. Matériel :



Engin de levage (grue)



Engin d'excavation (pelle mécanique)



Camion De transport



Camion-citerne



Centrale à béton



Camion toupie (Malaxeur)

3.2. Humains : Chef de chantier, maçons, coffreur, ferrailleurs.

4) Les installations du poste :



Poste de ferrailage



Post de coffrage

5) Les matériaux de construction



Le Ciment : le stockage de ciment dans le chantier.

5.1 Contrôle de ciment :

Dans notre projet on utilise ciment normal type CPJ42.5. Le contrôle de ciment se fait en fonction de la date de fabrication et la date d'expiration.

Le ciment est stocké dans un endroit sec et non couvert. Par contre on voit que les sacs du ciment sont places sacs sur des palettes pour éviter le contact direct avec le sol.



Les granulats : Le stockage de granulat dans le chantier.

5.2 Contrôle de sable :

Le sable est un matériau granulaire constitué de petites particules provenant de la désagrégation d'autres roches dont la dimension est comprise entre $0.08 \div 5$ mm selon la définition des matériaux granulaire en géologie.

- Dans notre projet nous contrôlons le sable au laboratoire avec deux méthodes le premier méthode est Equivalent de sable c'est un indicateur, utilisé en géotechnique, caractérisant la propreté d'un sable, et la deuxième méthode Analyse granulométrique
- L'analyse granulométrique est effectuée pour détermination le diamètre de grains de sable.

5.3 Le contrôle de gravier :

Le gravier peut provenir de sources naturelles, comme les vallées ou les lits de rivières, où il se forme à partir de pierres arrondies. Il se distingue par une surface lisse et des diamètres variant généralement entre 5 et 25 mm Il peut également être obtenu de manière artificielle, par le concassage de roches dans les carrières. Le gravier de type concassé présente une forme anguleuse et une surface rugueuse, ce qui lui permet d'assurer une bonne adhérence avec la pâte de ciment.

- Le contrôle de gravier se fait au laboratoire avec essai de los Angeles : cette essai est permet de mesurer les résistances combinées aux chocs et à la détérioration progressive par frottement réciproques des éléments d'un granulat, et sur le chantier, j'ai remarqué que le gravier était propre.



Eau de gâchage

L'eau a été contrôlée en laboratoire avec une analyse visant à détecter des substances nocives telles que les sulfates, qui entraînent le gonflement du béton, ainsi que les chlorures, responsables de l'oxydation du fer et d'autres matériaux, en plus d'autres sels nuisibles.

Sur le chantier, j'ai remarqué que l'eau n'avait pas d'odeur, mais sa couleur était anormale.

5.4 L'acier :

L'acier est un alliage métallique composé principalement de fer et de carbone, ce dernier étant présent en proportion comprise entre 0,02 % et 2 % en masse. On distingue types d'aciers : les aciers doux, plus connus sous le nom de « ronds Lisses », et les Hautes Adhérences. **FeE400** et **FeE235**.

Les stocks d'acier étaient déposés dans des zones basses où l'eau pouvait s'accumuler, augmentant ainsi le risque de corrosion, par contre le ferrailage des éléments poutrelle Il est placé sur des palettes en bois et ne contacte pas avec le sol.

6. Les éléments de la structure :

6.1. Les fondations :

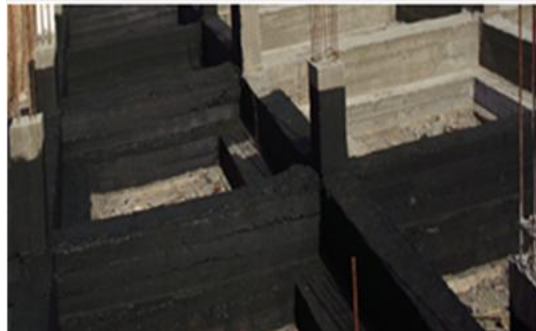
La fondation superficielle est, par définition, une fondation qui repose sur le sol ou qui n'y est que faiblement encastrée. Les charges quelle transmet ne sollicitant que les couches superficielle et peu profond. Les fondations profond (pieux et barrette) reportent, elles, les charges tant dans les couches profondes que dans les couches superficielles qu'elles traversent.



Coffrage des semelles



Le ferrailage de fondation



Coulage de fondation

6.2. Les poutres :

Structure porteuse horizontale métallique, en bois ou en béton armé, destiné à supporter des Charges entre et au-delà des points d'appui. Il reçoit en général des charges verticales qu'il transmet sur ses appuis

6.3. Les poteaux :

Les poteaux sont une tige droite, un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure (par exemple via un réseau de poutres ou de dalles d'un niveau supérieur) et par lequel ces charges se répartissent vers l'infrastructure de cet ouvrage (par exemple la fondation).



Le ferraillage



Le coffrage



Le décoffrage

Le coffrage :

Le coffrage de poteau prend la forme de boîte en métallique, placer le coffrage et confirmé la verticalité de poteau avec un niveau et fil à plomb maçon, enfin placer des cales pour assurer la verticalité au cours de coulage de béton.

Le coulage de béton :

Le coulage se fait avec un béton dosé à 350 kg/m^3 à l'aide d'une grue ainsi que l'utilisation du vibreur et en contrôle toujours la verticalité de poteau dans l'opération de coulage de béton.

6.4. Les Plancher :

6.4.1. La poutrelle :

Est une poutre de faible section (moins de 20cm d'âme) l'ensemble des poutres Assemblées constitue la poutraison.



6.4.2. Plancher corps creux :

Les dalles à corps creux sont des versions considérablement améliorées des dalles solides qui offrent plus d'améliorations au niveau de la construction d'un bâtiment dans son ensemble. Ils se composent de deux dalles minces et de nervures qui les relient, ayant des mêmes Performances ou meilleures que celles d'une dalle pleine, avec moins de béton utilisé.



6.4.3. Dalle pleine :

Une dalle pleine est une plaque porteuse en béton armé coulé sur place, d'épaisseur 10 À 20 cm ou plus qui repose sur des appuis : murs ou poutre.



6.5. L'escalier :

Un escalier est une construction architecturale constituée d'une suite régulière de marches, ou degrés, permettant d'accéder à un étage, de passer d'un niveau à un autre en montant et descendant.



Le ferrailage Le coffrage et coulage de L'escalier

6.6. Les Voile :

Les voiles sont des éléments structuraux qui contribuent à la stabilité de l'édifice et le protéger contre les forces horizontales surtout les forces sismiques.

Le ferrailage de voile est formé d'un quadrillage de deux nappes en parallèle, chaque nappe se compose de barres orthogonales et ancrage, avec une dimension étudiée. L'épaisseur de voile de notre projet est égale à 20 cm.



Le ferrailage



Le coffrage



Le décoffrage

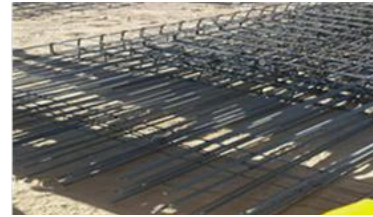
Le coffrage :

Le coffrage béton est couramment utilisé pour la réalisation d'ouvrages aux formes définies. Qu'il soit horizontal, vertical ou de format spécial, sa mise en œuvre est encadrée par un strict Cahier des charges. Sa structure nécessite enfin différents accessoires et outillages

Le ferrailage :

On distingue deux types d'aciers : les aciers doux, plus
Connus sous le nom de « ronds

Lisses », et les Hautes Adhérences. **FeE400**



7.1. L'acier lisse :

L'absence d'aspérité sur leur surface réduit leur résistance mécanique. Ils sont
principalement

Employés pour des aciers de levage.



7.2. Les Hautes Adhérences :

Les Hautes Adhérences désignent les barres, les treillis soudés, ainsi que les fils. Elles se
Caractérisent par leur relief nervuré : le béton adhère mieux et leurs propriétés mécaniques
Sont augmentées.

Commentaire : mauvais stockage pour les ferrailages cantate avec le sol direct.

- Les armatures rondes lisses sont pour le façonnage des cadres, étriers, et épingle.
- Les armatures à haute adhérence absorbant les efforts de traction et parfois mes efforts de compression dans les pièces de B.A soumise à la flexion (Poutre ; nervure).

7.3. Des armatures transversales : Cadre, étrier, épingle



8. Les travaux de finition :



Maçonnerie



Revêtement



Peinture



Carrelage



Menuiserie



Électricité

Conclusion :

Ce contrôle de chantier m'a offert l'opportunité d'approfondir certaines de mes connaissances théoriques, tout en me permettant d'enrichir mon expérience pratique, notamment en ce qui concerne l'organisation des équipes de travail et les différentes méthodes d'exécution des travaux sur site. Toutefois, ces apprentissages n'ont pas été acquis sans effort : ils ont nécessité de faire face à diverses difficultés, qu'il a fallu identifier, analyser et surmonter, contribuant ainsi au développement de mes compétences en gestion de chantier et en résolution de problèmes techniques.

Références Bibliographiques

□ Les règlements :

-  **RPA 2024**
-  **RPA99/Version2003**
-  **BAEL 91 révisées 99**
-  **D.T.R.B.C .2.2:** (charges permanentes et charges d'exploitation).
-  **DTR-BC 2.3.3.1:** Règle de calcul des fondations superficielles.

□ Les Livres :

-  Pratique du BAEL 91 (Jean perchat-Jean roux)
-  CALCUL DES OUVRAGES EN BETON ARME, M. BELAZOUGUI, 1972
-  Conception et calcul des structures de bâtiment (Henry Thonier, édition 1995)

□ Les Outils informatiques :

-  Logiciel AUTOCAD2018
-  Logiciel robot 2025
-  Microsoft Office 2016 (WORD, EXCEL)