



Université Mohamed Khider de Biskra
Sciences et Technologies

MÉMOIRE DE MASTER

Filière : Génie Civil

Spécialité : Calcul et contrôle de construction

Présenté et soutenu par :

Mohamed Farouk Tria

Le : 2024

ETUDE D'UN BATIMENT A USAGE D'ABITATION (R+10)

Jury :

Mme Femam Abla	...	Université de Biskra	Président
Mme Belkacem Mounia		Université de Biskra	Encadrante
Mme Izemmouren Warda	...	Université de Biskra	Examineur

Année universitaire : 2023-2024

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ
الْحَمْدُ لِلَّهِ الَّذِي
خَلَقَ السَّمَوَاتِ وَالْأَرْضَ
وَالَّذِي يُضَوِّبُ الْمَوْتَاطِ
وَالَّذِي يُضَوِّبُ الْمَوْتَاطِ
وَالَّذِي يُضَوِّبُ الْمَوْتَاطِ

Remerciement

Je remercie ma famille pour les sacrifices qu'ils ont faits afin que je puisse terminer mes études.

À mon encadrant, Mme BELKACEM MOUNIA, pour avoir accepté de prendre en charge et pour ses appréciations compétentes, ses précieux conseils et son aide durant toute la période de travail.

Enfin, nos remerciements s'adressent à l'ensemble des professeurs et du personnel pédagogique du département de génie civil, ainsi qu'à tous les étudiants de notre promotion, aux membres du jury qui ont accepté d'évaluer notre travail, et à toute personne ayant contribué de près ou de loin à l'élaboration de ce projet de fin d'études.

.

Résumé

Ce projet se concentre sur l'étude d'un bâtiment à usage d'habitation de 10 étages situé dans la région de Jijel, classée en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) selon les normes RPA99/V2003. L'étude couvre plusieurs étapes clés du calcul des éléments structuraux du bâtiment, réparties en six chapitres : prédimensionnement, descente de charge, ferrailage des éléments secondaires, étude sismique, ferrailage des éléments structuraux et calcul de l'infrastructure. La modélisation de la structure et le calcul des charges ont été réalisés à l'aide du logiciel Robot, en conformité avec les réglementations telles que le BAEL 91 et le RPA99 version (2003), ainsi que les normes DTR algériennes.

المخلص

يركز هذا المشروع على دراسة لمبنى سكني مكون من عشرة طوابق يقع في منطقة جيجل، والتي تصنف مراحل تغطي الدراسة عدة RPA99/V2003 وفقاً لمعايير (IIa المنطقة) كمنطقة متوسطة الزلازل الأحمال، رئيسية في حساب العناصر الهيكلية للمبنى، موزعة على ستة فصول: التصميم الأولي، ونقل وتسليح العناصر الثانوية، والدراسة الزلزالية، وتسليح العناصر الهيكلية، وحساب البنية التحتية. تم إجراء RPA و BAEL 91 ، وذلك باستعمال البرامج مثل Robot نمذجة الهيكل وحساب الأحمال باستخدام 2003

TABLE DES MATIERES

SOMMAIRE

Remerciment	1
Resume	2
Sommaire	3
Liste des tableaux	4
Liste des figures	5
Liste des abreviations et symbole	6
Introduction	7
CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE ET CARACTERISTIQUES MECANIQUES DES MATERIAUX	
I.1. Introduction	11
I. 2. Présentation de L'ouvrage	11
I. 3. Conception de la structure	11
I.4. Hypothèse de calcule	13
I. 5. Règles de calcul	13
I.6.Caractéristiques mécanique des matériaux	14
I.7.Les actions et sollicitations	15
I.7.1. Les actions	15
I.7.2. Les Sollicitations	16
CHAPITRE II : PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE	
II.1.pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage	18
II.1 1. Introduction	18
II.1.2. Les Poutres	18
II.1.2.1 Les poutres principales (sens longitudinal) :	18
II.1.2.2 Les poutres secondaires (sens transversal)	19
II.1.3 Les poteaux	20
II.1.4 Les voiles	21
II.1.5. Les planchers	21
II.1.7. Les balcons	23
II.1.7.1. Définition	23
II.1.8 L'escalier :	24
II.2 Descente des charges	26
II.2.1. Introduction	26

TABLE DES MATIERES

II.2.2 Évaluation des charges et surcharges : (DTR B.C 2.2)	26
II.2.2.1.Plancher Terrasse Inaccessible : DTR B.C.2.2	26
II.2.2.2.Plancher étage Courant	27
II.2.2.3 Balcon	28
II.2.2.4 Murs extérieurs	28
II.2.2.5 Acrotère	29
II.2.2.6 Les escaliers	29
II.3. Conclusion :	36
CHAPITRE III :ETUDE DES ELEMENTS SECONDAIRES	
III.1. Introduction	39
III.2. L'acrotère	39
III.2.1. Définition	39
III.2.2. Mode de travail	39
III.2.3. Évaluation des charges	40
III.2.5 Les combinaisons d'actions	41
III.2.6. Calcul du ferrailage	41
III.2.6.1. Armatures longitudinales	42
III.2.6.2 Les vérifications	43
III.2.6.3. Armatures de répartition : BAEL91 (art.A.8.2, 41)	44
III.2.6.4 Espacement des armatures	44
III.2.7 Présentation du ferrailage	44
III.3. Les escaliers	45
III.3.1. Introduction	45
III.3.2 Définition les éléments d'un escalier	45
III.3.3 Étude des types	45
III.3.3.1 Méthode de calcul	45
III.3.3.2. Combinaisons d'action	46
III.3.3.3. Détermination des sollicitations	46
III.3.3.4. Calcul du ferrailage	47
III.3.3.4.1. Armatures longitudinales	47
III.3.3.4.2. Les vérifications	47
III.4. Le balcon	57
III.4.1. Méthode de calcul	57

TABLE DES MATIERES

III.4.2. Les combinaisons d'action	57
III.4.3 .Calcul des sollicitations	58
III.4.4. Calcul de ferrailage	58
III.4.5. Condition de non fragilité	58
III.4.6. Vérification de la flèche : B A E L 91. (Art B.6.5.1)	59
III.4.7. Vérification de la contrainte de cisaillement	60
III.4.8. Écartement des armatures : (Art A.8.2.42)	60
III.5.Etude de Plancher	61
III.5.1.Introduction	61
III.5.2. Justification du choix des planchers à corps creux	61
III.5.3. Méthode de calcul	61
III.5.4. Combinaison d'actions	62
III.5.4.1. Type des planchers	62
III.5.5. Calcul des planchers à corps creux	62
III.5.5.1. Plancher étage courant	63
III.6.1. Les caractéristiques géométriques des poutrelles	63
III.6.2.Calcul des armatures longitudinales	73
III.7. Présentation du ferrailage	73
CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE	78
IV.1. Introduction	
IV.2. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)	80
IV.2.1. Méthode statique équivalente:	80
IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale:	80
IV.3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):	81
IV.3.1. Présentation du logiciel de calcul :	
IV.3.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse	81
IV.4.Calcul Des Actions Sismiques	82
IV.4.1. Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :	89
IV.4.2. Vérification des déplacement :	94
IV.4.3. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P- Δ :	96
V.5. Vérification au Renversement:	98
IV.6. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure	100

TABLE DES MATIERES

IV.6.1. Centre de gravité des masses :	103
IV.6.2. Centre de gravité des rigidités:	103
IV.6.3. L'excentricité:	103
IV.6.3.1. L'excentricité Théorique:	104
IV.6.3.2. L'excentricité Accidentelle	104
IV.7 Conclusion	104
CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS STRUCTURAUX	106
V.1.Introduction	
V.2. Combinaisons des charges	108
V.3.Ferraillage des poteaux	108
V.3.1. Introduction	108
V.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003	108
V.3.3. Calcul de ferraillage :	109
V.4.Ferraillage des poutres	111
V.4.1.Introduction	121
V.4.2. Combinaisons des charges	121
V.4.3. Recommandations du RPA99/version 2003	121
V.4.4. Calcul de ferraillage :	121
V.5. Ferraillage de voile plein :	121
V.5.1 : Introduction :	131
V.5.2:Types d'armatures	131
V.5.2.1:Armatures verticales	131
V.5.2.2 : Aciers horizontaux :	131
V.5.2.3 : Règles communes :	131
V.5.2.4 : Armatures transversales :	132
V.5.3 : Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :	132
V.5.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales)	132
V.5.5.Calcul de la section d'armature	133
V.5.5.1. Ferraillage vertical	133
V.5.6 : Calcul de la section des armatures :	133
V.5.6 .1. Armatures verticales	136
V.5.6.2. Armature verticale minimale :	136
V.5.6.3 . Le pourcentage minimum d'armatures verticales :	139

TABLE DES MATIERES

V.5.6.4 . L'espacement:	140
V.5.6.5. Choix d'armature:	141
V.5.6.6. Vérification des voiles à l'Effort tranchant:	141
V.5.6.7. Armatures horizontales :	142
V.5.6.8. . Les Armatures Transversal :	142
V.5.6.8.1 .Vérification de contrainte de compression	142
V.5.6.9. Ferrailage des voiles	143
CHAPITRE VI : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE	143
VI.1. Introduction	
VI.2. Calcul des fondations	145
VI.3. Définition de type de semelle	145
VI.4. Radier	146
VI.5. Caractéristiques géométriques du radier	147
VI.6. Vérification de stabilité	150
VI.7. Ferrailage du radier	151
VI.8. Calcul des armatures	152
VI.9. Les sollicitations sur les nervures	156
VI.10. Calcul du ferrailage	158
VI.11. État Limite de déformation BAEL91 (B.6.5.1)	160
VI.12. Longrine	162
VI.13. La dalle flottante	163
VI.13.1. Introduction	164
VI.13.2. mise en oeuvre	164
VI.13. 2.1. Préparation du sol_	164
VI.13.2.2. Mise en place de terre pleine_	165
VI.13.2.3. Exécution de dallage	165
CONCLUSION GENERALE	165
	168

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Tableau. I.1	Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment	11
Tableau II.1	Les charges permanentes sur le plancher corps creux terrasse	26
Tableau II.2	Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage courant	27
Tableau II.3	Charge permanente d'un balcon abri soleille	28
Tableau II.5	Charge permanente d'un mur extérieur	28
Tableau II.6	Charge permanente et d'exploitation d'un palier	29
Tableau II.7	Charge permanente d'une volée l et 3 (paillasse)	30
Tableau II.8	Résumé des charges permanentes et d'exploitation	30
Tableau II.9	Récapitulatif résultats de vérification de la section d'un poteau	36
Tableau II.10	Résumé du pré dimensionnement des éléments	37
Tableau.III.2	Combinaison des charges	42
Tableau. III. 3	Récapitulatif résultats des sollicitations d'escalier	46
Tableau. III. 4	Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale	46
Tableau. III. 5	Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.	47
Tableau. III. 6	Récapitulatif résultats du ferrailage	47
Tableau. III.7	Récapitulatif résultats du ferrailage de répartition	48
Tableau.III.8	Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.	51
Tableau.III. 9	Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.	54
Tableau.III.10	Récapitulatif résultats du ferrailage	55
TableauIII.11	Etude de plancher terrasse a ELU	66
TableauIII.12	Etude de plancher terrasse a ELS	66
Tableau III.14	Etude de plancher Etage courante a ELU	67
Tableau III.15	Etude de plancher Etage courante a ELS	67
Tableau.III.17.	récapitulatif des efforts tranchants ELU	68
Tableau.III.18.	récapitulatif des efforts tranchants ELS	68
Tableau.III.19.	récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux	72
Tableau.III.20.	Récapitulatif Des Résultats	74
Tableau IV.1	Récapitulatif Du Ferrailage	74
TableauIV.4 :	valeurs des pénalités Pq	83
Tableau IV.5:	l'effortsreduits sur les poteaux et les voiles	88
Tableau IV.6 :	coefficient d'accélération de zone A	90
Tableau IV.8	Valeurs de ξ (%)	91

LISTE DES TABLEAUX

Tableau IV.9:	Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).	97
Tableau V.10:	Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (Y)	98
Tableau IV.11:	Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.	99
Tableau IV.12:	Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>.	100
Tableau IV.13:	Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX	102
Tableau IV.14:	Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.	103
Tableau V.1 :	Caractéristiques Massique de la Structure.	105
Tableau V.2 :	L'excentricité Accidentelle des Etages	106
Tableau V.3 :	Coefficients de sécurité et Caractéristiques mécaniques.	109
Tableau V.4 :	résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	111
Tableau V.5 :	Les vérifications des sections	116
Tableau V.6 :	choix des sections d'armature	116
Tableau V.7 :	Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.	122
Tableau V.8 :	Le choix des sections d'armature	125
Tableau V.9 :	Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	126
Tableau V.10 :	Les choisit des sections.	130
Tableau V.11 :	les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	136
Tableau V.12 :	Armatures des voiles.	141
Tableau VI.1 :	centre de masse	151
Tableau VI.2 :	récapitulatif des résultats de la ferrailage des dalle radier à l'E.L.U	155
Tableau VI.3 :	récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle radiée à l'E.L.S	156
Tableau VI.4 :	récapitulatif des résultats de la ferrailage de debord à l'E.L.U	157

LISTE DES FIGURES

figure.1. Plan etage courant 8

Figure.2. Plan RDC 8

Figure.3 : COUPE A-A Figure.4 : Façaprincipale..... 8

Fig.I.1: Plancher à corps creux..... 12

Fig I. 2: Acrotère..... 12

Figure.I.3 : escaliers..... 12

Figure.I.4: Dessin représente les maçonneries 13

Figure I.5.Diagramme de déformation-contrainte du béton à l'E.L.U..... Erreur ! Signet non défini.

Figure I.6.:Diagramme des contraintes - déformations d'acier à l'E.L.U. Erreur ! Signet non défini.

Figure. II.1. Section de poutre principale..... 18

Figure. II. 2. Section de poutre secondaire 19

Figure.II.3. Coupe A-A de section de poteau..... 20

Figure.II.4. Coupe de voile en élévation 21

Figure.II.5. Plancher à corps creux..... 22

Figure.II.6. Schéma des poutrelles 22

Figure.II.7. Schéma de types des dalles pleines. 23

Figure.II.8 escaliers 24

Figure. II.9 Type d'escalier..... 25

Figure. II.10. Plancher terrasse..... 27

Figure. II.11. Plancher étage courant. 27

Figure.II.12. Schéma du mur double cloisons..... 28

Figure.II. 13: La surface poteau 31

Figure.III.1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère..... 39

Figure III.2. Schéma des sollicitations de l'acrotère. 41

Figure.III. 3 : Coupe de ferrailage. 41

Figure. III. 4. Schéma statique d'escalier 45

Figure.III.5.diagramme de sollicitation..... 46

Figure.III.6 : ferrailage escalier 52

Figure.III.7 : Schéma de ferrailage..... 52

Figure.III.8 : Ferrailage de la poutre palière..... 57

LISTE DES FIGURES

Figure III.9. schéma statique	58
Figure.III.11. Les types de planchers terrasse et étages Courant.	63
Figure.III.12. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS	70
Figure.III.13. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS	71
Figure.III.14. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS	71
Figure.III.16. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS	72
Figure .III.16. Section de ferrailage de poutrelle.....	73
Figure.III.18. Schéma de ferrailage de poutrelle.....	78
Figure IV.1 : Premier variante des voiles.....	84
Figure IV.2 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).	85
Figure IV.3 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).....	85
Figure IV.4 : Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).....	85
Figure IV.5 : Deuxième variante des voiles.....	86
Figure IV.6 :Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante). 87	
Figure IV.7 :Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).	87
Figure V.1 : schéma de poteaux.	111
Figure V.2 : schéma de poteaux.	117
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux.	120
Figure 4 : section de Poutre principal.....	122
Figure V.5 :Schéma de ferrailage des poutres principales.	126
Figure V.6 : section de Poutre secondaire.	126
Figure V.7 : Schéma de Ferrailage des poutres secondaires.	130
Figure V.8 : Schéma de sectionentièrement tendue.....	134
Figure V.9 : Organigramme de flexion composée.	135
Figure V.10 :Les contraintes dans le voile.....	140
Figure V.11: Coupe de ferrailage du voile.	143
Figure.VI.1. Section équivalente au radier général.....	150
Figure.VI.2. Tableau de coefficient μ_x et μ_y	154
Figure.III.4. Schéma statique du débord du radie	157
Figure.VI.6. Transmission de charge dans ces deux sens	159

LISTE DES FIGURES

Figure.VI.2.Diagramme des moments fléchissant ‘ELU.....	159
Figure.VI.7. Diagramme des moments fléchissant ‘ELS	159
Figure.VI.8. Diagramme des efforts tranchant.....	160
Figure VI.9.Schéma de ferrailage de la radier.....	162
Figure VI.10.Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui	162
Figure.VI.11. Ferrailage de longrine.	164

LISTE DES ABREVIATIONS

BAEL	Béton armé à l'état limite.
RPA	Règlement parasismique Algérien.
ELUR	Etat limite ultime de résistance.
ELS	Etat limite de service.
G	Charge permanents.
Q	P Charge d'exploitation.
E	Charge sismique.
qu	Chargement ultime.
qs	Chargement de service.
Mf	Moment fléchissant.
Mt	Moment de flexion en travée.
Ma	Moment de flexion en appui.
Md	Moment en appui droite.
Mg	Moment en appui gauche.
N	Effort normal.
Td	Effort tranchant à droit du point considéré.
Tg	Effort tranchant à gauche du point considéré.
fc28	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 jours d'âge.
ft28	Résistance caractéristique du béton à la traction à 28 jours d'âge.
Eij	Module de déformation longitudinale instantané.
Evj	Module de déformation longitudinale différée.
γ_s	Coefficient de sécurité pour l'acier.
γ_b	Coefficient de sécurité pour le béton.
h	Hauteur des éléments (poteaux, poutres).
b	Largeur des éléments.

LISTE DES ABREVIATIONS

h₀	Hauteur de la table de compression.
σ_b	Contrainte de calcul dans le béton.
$\bar{\sigma}_b$	Contrainte admissible limite dans le béton.
σ_s	Contrainte de calcul dans l'acier.
$\bar{\sigma}_s$	Contrainte admissible limite dans l'acier.
τ_u	Contrainte tangentielle de calcul.
$\bar{\tau}_u$	Contrainte tangentielle limite.
$\emptyset t$	Diamètre des armatures.
S	Espacement entre armatures transversales.
Au	Armatures calculées à l'ELUR.
As	Armatures calculées à ELS.
Aa	Armatures en appuis.
At	Armatures en travées.
I_{xx}	Inertie par rapport à l'axe des abscisses.
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées.
I_{yy}	Inertie par rapport à l'axe des ordonnées.
M_{zz}	Inertie massique.
L_f	Longueur de flambement.
Br	Section réduite.
L_x	La plus petite dimension d'un panneau de dalle pleine.
L_y	La plus grande dimension d'un panneau de dalle pleine.
I₀	Moment d'inertie de la section homogène.
I_f	Moment d'inertie fictif.
f	Flèche due à une charge considérée (g; j; p).
Δf_t	Flèche total.
ρ	Rapport entre deux dimensions

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'analyse structurelle constitue une étape essentielle et incontournable dans le processus architectural. Elle consiste à appliquer les connaissances acquises au cours de cinq années de formation à l'étude des structures en béton armé. Dans le cadre de ce projet de fin d'études, nous avons entrepris le calcul et la conception d'un bâtiment comprenant un rez-de-chaussée et 10 étages, situé dans la wilaya de Jijel, classée en zone de sismicité (zone II) selon le Règlement Parasismique Algérien révisé en 2003. Pour mener à bien cette étude, nous avons utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ROBOT (Version 2020), reconnu pour son efficacité dans la modélisation des bâtiments à plusieurs niveaux. Ce logiciel nous a permis de déterminer les caractéristiques dynamiques de la structure ainsi que les charges internes sollicitant chaque élément. Ces charges ont ensuite été utilisées pour dimensionner les éléments résistants conformément aux normes du BAEL91 et du Règlement Parasismique Algérien "RPA99/Version 2003".

Ce mémoire est structuré en sept chapitres, commençant par une introduction générale. Le Chapitre I présente l'ouvrage à étudier ainsi que les matériaux utilisés. Le Chapitre II est consacré au prédimensionnement des éléments et à la descente de charge, le Chapitre III examine les éléments secondaires de la structure tels que les balcons, les escaliers et les acrotères. L'étude dynamique est abordée dans le Chapitre IV, tandis que le Chapitre V traite du ferrailage des éléments structuraux. Enfin, le Chapitre VI se penche sur l'étude de l'infrastructure.

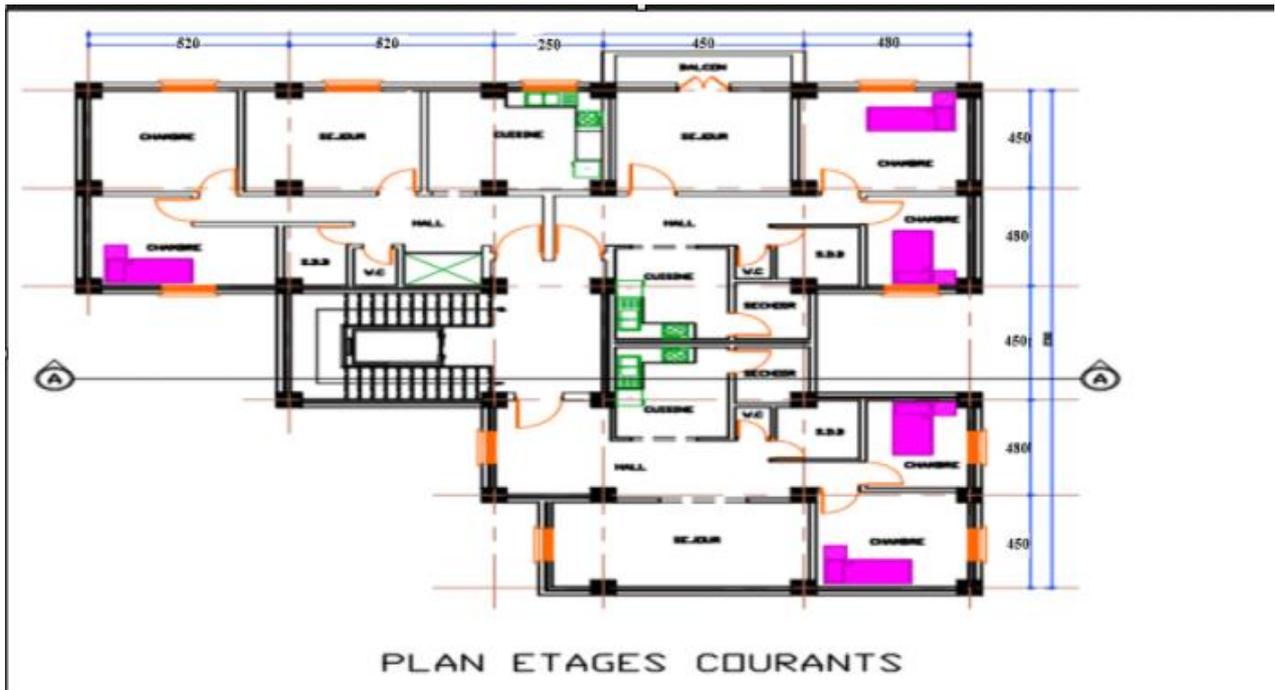


figure.1. Plan étage courant

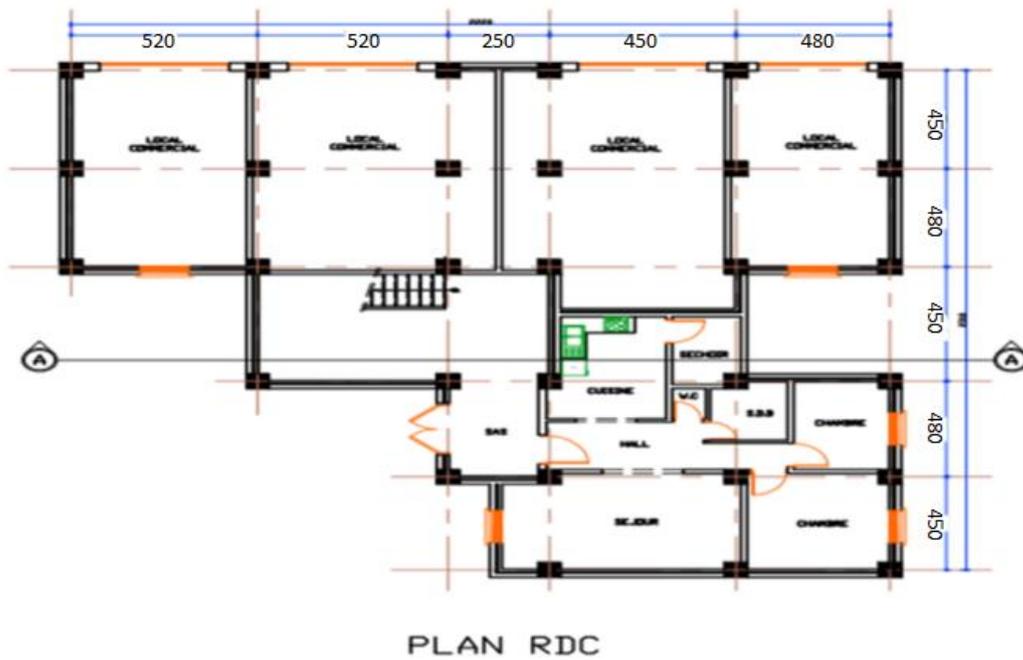


Figure.2. Plan RDC

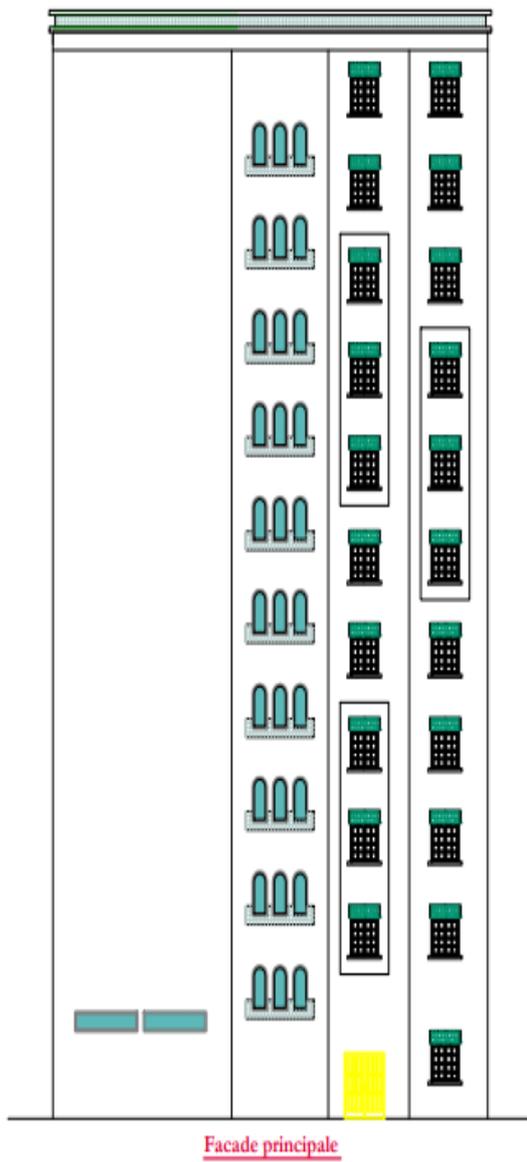


Figure.4 : Façade principale

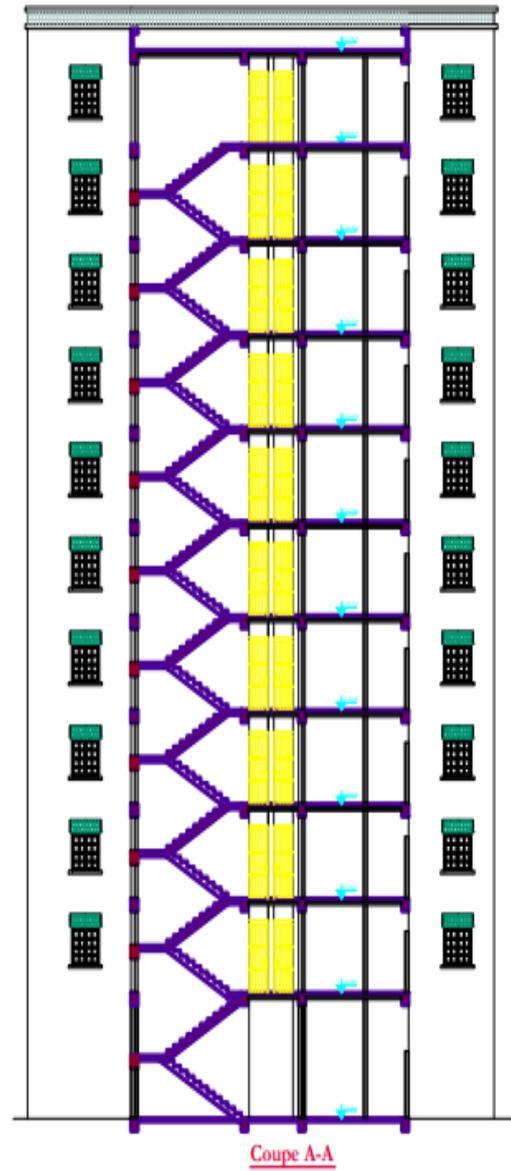
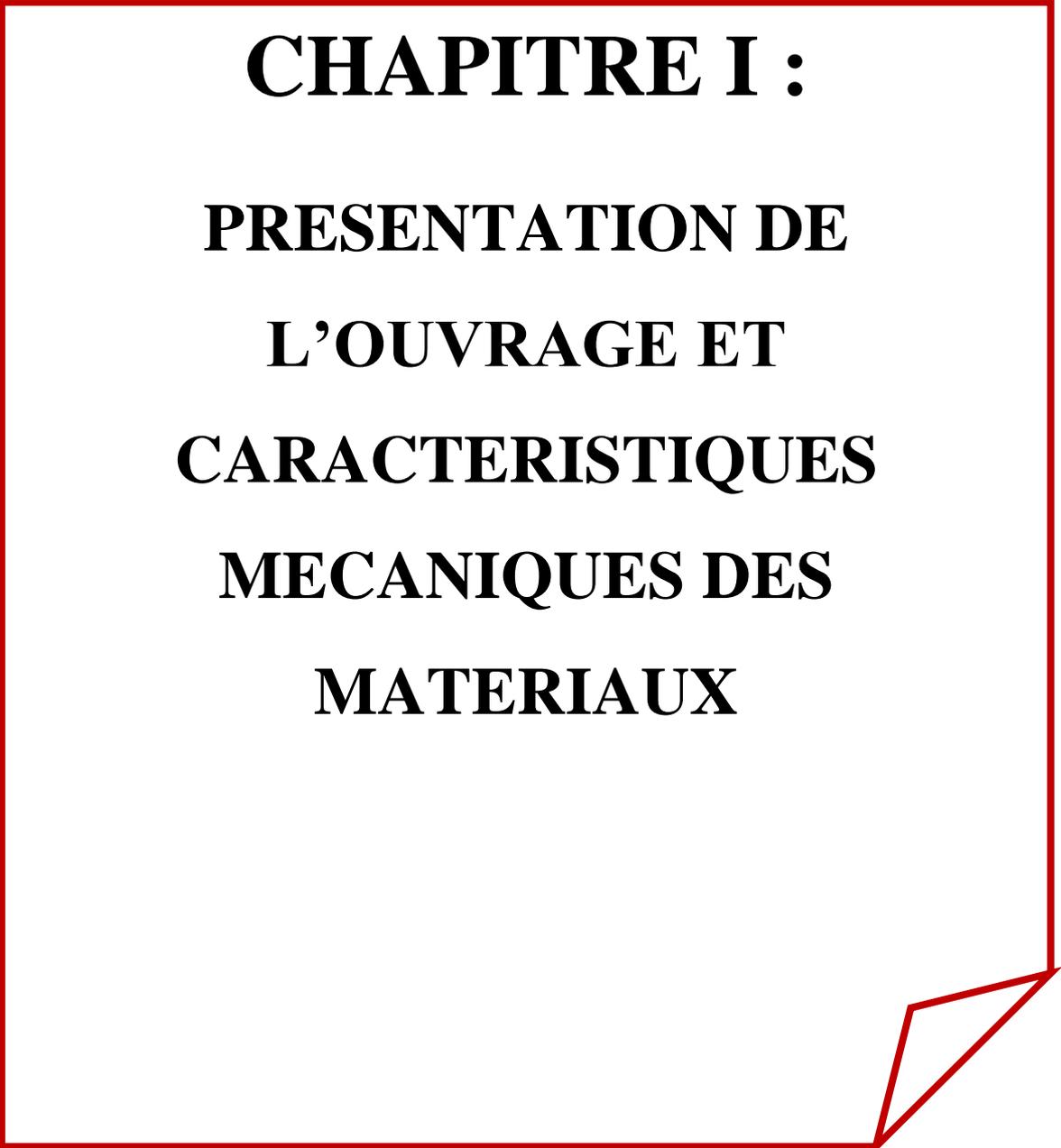


Figure.3 : COUPE A-A

CHAPITRE I :
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE ET
CARACTERISTIQUES
MECANIQUES DES
MATERIAUX



I.1. Introduction

La stabilité d'une structure repose sur la résistance des différents éléments structuraux tels que les poteaux, les poutres et les voiles, face aux différentes contraintes, ainsi que sur leurs dimensions et caractéristiques. Ainsi, pour évaluer ces composants, nous nous référons à des règlements et des méthodes bien établis (tels que le BAEL91 et le RPA99 modifié en 2003) qui reposent sur une compréhension approfondie des matériaux (béton et acier) ainsi que sur le dimensionnement et le renforcement des éléments porteurs de la structure.

I. 2. Présentation de L'ouvrage

L'objet de notre étude est un immeuble résidentiel de dix étages (R+10), relevant du groupe d'usage 2. Situé dans la wilaya de Jijel, cet édifice est classé en zone de moyenne sismicité (Zone IIa) et dans un site S2 conformément au Règlement Parasismique Algérien de 1999 (RPA 99, version 2003).

Tableau. I.1 : Caractéristiques géométriques et architecturales du bâtiment :

Longueur en plan	23.10 m
Largeur en plan	22.20 m
Hauteur totale du bâtiment	33.66 m
Hauteur acrotère	0.60 m
Hauteur totale (avec acrotère)	34.26 m
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

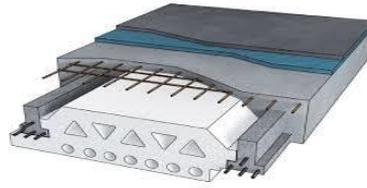


Fig.I.1: Plancher à corps creux

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.

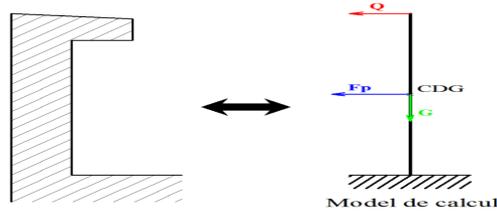


Fig. I. 2: Acrotère

Les escaliers : ce sont des éléments, permettant le passage d'un niveau à l'autre, ils sont réalisés en béton armé coulé sur place.

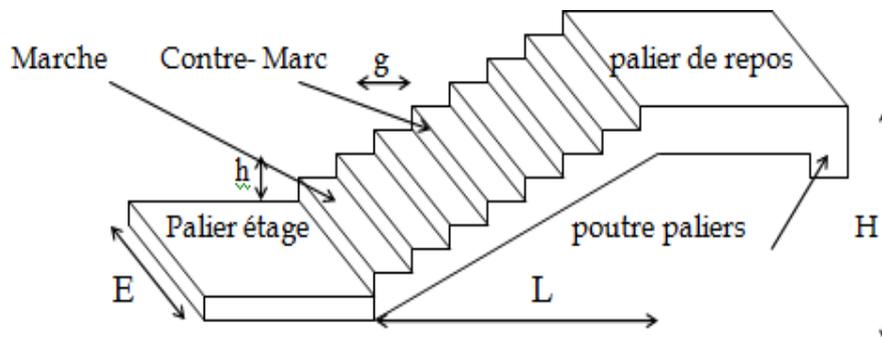


Fig.I.3 : escaliers

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.

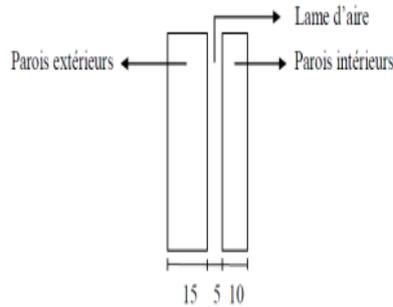


Fig.I.4 : Dessin représente les maçonneries .

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).
- 180 L/m³ d'eau de gâchage.

I.4. Hypothèse de calcul

Dans cette étude les hypothèses de calcul adoptées sont :

- La résistance à la compression du béton à 28 jours : $f_{c28} = 25$ Mpa.
- La résistance à la traction du béton : $f_{t28} = 2.1$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal différé : $E_{vj} = 10818.865$ Mpa.
- Module d'élasticité longitudinal instantané : $E_{ij} = 32164,195$ Mpa.
- Limite élastique de l'acier : $f_e = 400$ 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. 99 version 2003 : 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 mécanique 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 99 version 2003 et CBA93).

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 :

$$E_{v28} = 3700 f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 10\,819 \text{ MPa.}$$

- Le module de déformation longitudinale instantanée à 28 jours :

$$E_{i28} = 11\,000 f_{c28}^{\frac{1}{3}} = 32\,164 \text{ MPa.}$$

- 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 : $G_{v28} = 5\,409$ MPa.
- à l'ELS : $G_{v28} = 4\,508$ MPa.
- Le module de déformation transversale instantanée à 28 jours :

$$G_{i28} = E_{i28}/2 (1 + \nu) ;$$

- à l'ELU : $G_{i28} = 16\,082$ MPa.
- à l'ELS : $G_{i28} = 13\,402$ MPa.

b) Acier

- Les armatures principales sont des aciers à haute adhérence de nuance Fe E400.
- La limite de la limite d'élasticité garantie : $f_e = 400$ MPa.
- La limite élastique de calcul à l'ELU ; $f_{su} = f_e/\gamma_s$.
 - Dans les combinaisons fondamentales ($\gamma_s = 1,15$) ; $f_{su} = 348$ MPa.
 - Dans les combinaisons accidentelles ($\gamma_s = 1$) ; $f_{su} = 400$ MPa.
- La contrainte limite de traction à l'ELS est ;
 - Fissuration préjudiciable en infrastructure :

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

Pour les armatures à haute adhérence de diamètre $\emptyset \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$;

$$\bar{\sigma}_{st} = 202 \text{ MPa} .$$

- Fissuration très préjudiciable en superstructure :

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

Pour les armatures à haute adhérence de diamètre $\emptyset \geq 6$ mm ; $\eta = 1,6$;

$$\bar{\sigma}_{st} = 165 \text{ MPa} .$$

- Le module d'élasticité de Yong : $E_s = 200\,000$ 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 :

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

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

CHAPITRE II :

PRE DIMENSIONNEMENT ET DESCENTE DE CHARGE

II.1.pré-dimensionnement des éléments de l'ouvrage

II.1 1. Introduction

Les éléments doivent avoir une section minimale pour reprendre les efforts sollicitant et pour cela nous référons aux recommandations du RPA99 (v 2003), (BAEL 91) et du DTR B.C.22
La transmission des charges se fait comme suit : Charges et surcharges → poutrelles → planchers → poutres → poteaux → fondations.

II.1.2. Les Poutres

Les poutres sont des éléments porteurs en béton avec des armatures en acier incorporé, servant de base à transmettre les charges aux poteaux. Le pré dimensionnement des poutres est effectué selon les formules de **BAEL91** et vérifié selon le RPA99V2003.

II.1.2.1 Les poutres principales (sens longitudinal) :

Elles sont disposées perpendiculairement aux poutrelles, leur hauteur est donnée selon la condition de la flèche qui est : **Condition de la portée BAEL91 (art B.6.5,1)**

$$h = \left(\frac{1}{16} \div \frac{1}{10} \right) L_{\text{Max}} \quad ; \quad L_{\text{Max}} = 520 \text{ cm} \quad \left\{ \begin{array}{l} \frac{520}{16} = 32.50 \text{ cm} \\ \frac{520}{10} = 52 \text{ cm} \end{array} \right.$$

$h = (32.50 \div 52)$. On prend: $h = 45 \text{ cm}$.

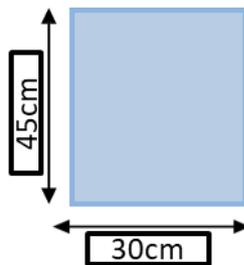


Fig II.1. Section de poutre

La largeur de la poutre suivant cette condition :

$$b = (0.3 \div 0.6) h.$$

$$b = (0.3 \div 0.6) 45 = (13.5 \div 27) \text{ cm}.$$

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

– Selon les règles (RPA99/V2003) art (7.5.1)

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v.}) \\ h \geq 30 \text{ cm} \Rightarrow h = 45 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c.v.}) \\ h/b \leq 4 \Rightarrow \frac{45}{30} = 1,5 < 4 \dots\dots\dots (\text{c.v.}) \end{array} \right.$$

Donc les conditions de **RPA** et **BAEL** sont vérifiées, on prend une poutre principale (**30×45**) cm²

II.1.2.2 Les poutres secondaires (sens transversal)

– **Condition de la portée : BAEL91 (art.B.6.5,1)**

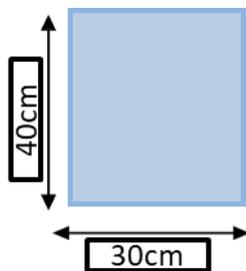


Fig. II. 2. Section de poutre secondaire

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

L Max : la plus grand portées, L Max= 480cm.

h = (30 ÷ 48). On prend : h = 40 cm

La largeur de la poutre suivant cette condition :

b = (0,3 0,6) h.

b = (0,3÷ 0,6) 40 = (12 ÷ 24) cm. On prend : b = 30 cm.

– **Selon les règles : (RPA99/V2003) art (7.5.1)**

Les poutres doivent respecter les dimensions ci-après :

b ≥ 25 cm => b = 30 cm > 25 cm c.v

h ≥ 25 cm => h = 40cm ≥ 25 cm c.v

$\frac{h}{b} \leq 4 \Rightarrow \frac{40}{30} = 1.33 < 4 \dots\dots\dots \text{c.v}$

Donc les conditions de **RPA** et **BAEL** sont vérifiées, on prend une poutre secondaire (**30 × 40**) cm².

II.1.3 Les poteaux

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux avec le rôle de :

- Supporter les charges verticales.
- Participer à la stabilité transversale par le système poteaux-poutres pour résister les efforts horizontaux.

Nous avons proposé une section rectangulaire des poteaux (60x50) cm².

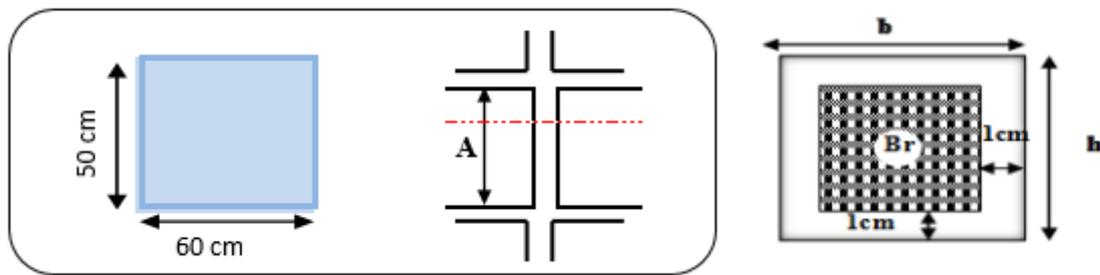


Fig.II.3. Coupe A-A de section de poteau

- Selon les règles R.P.A/ version 2003 (art 7.4.1)

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \Rightarrow 50 \text{ cm} > 25 \text{ cm} \quad (c.v).$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e / 20 \Rightarrow 5 \text{ cm} > 266 / 20 = 13.30 \text{ cm} \quad (c.v).$$

$$1/4 < b_1 / h_1 < 4 \Rightarrow 0.25 < 1.2 < 4 \quad (c.v).$$

- Condition de règle BAEL91 (art.B.8.3) :

Pour éviter le flambement des poteaux (Art 8.3.3)

$$\begin{cases} L_f = 0.70 \times l_0 \\ \text{Max} (\lambda_x, \lambda_y) \leq 70 \end{cases}$$

l₀: La hauteur d'étage libre.

L_f: longueur de flambement

$$\begin{cases} \lambda_x = 3.46 \times \frac{L_f}{b} \\ \lambda_y = 3.46 \times \frac{L_f}{h} \end{cases} \Rightarrow 70 \geq \frac{3.46 \times 186.2}{60} = 10.73 \text{ cm}$$

$$\lambda_x = \frac{3.46 \times 186.2}{60} = 10.73 \text{ cm} \leq 70 \dots\dots\dots C.v$$

$$\lambda_y = \frac{3.46 \times 186.2}{50} = 12.88 \text{ cm} \leq 70 \dots\dots\dots C.v$$

Donc on prend une section de 60 x 50 cm²

II.1.4 Les voiles

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

Dans notre cas :

- Selon le **RPA99/V2003(art.7.7.1)** l'épaisseur minimale d'un voile est de 15cm.

L'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

$$a \geq h_e / 20$$

$$h_e = 3.06 - 0.40 = 2.66 \text{ m.}$$

$$\text{Soit } a = 20 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} a \geq \max \left[\frac{h_e}{20}; 15 \text{ cm} \right] \\ a \geq \max \left[\frac{266}{20}; 15 \text{ cm} \right] \\ \Rightarrow a \geq \max [13.3; 15 \text{ cm}] \end{cases}$$

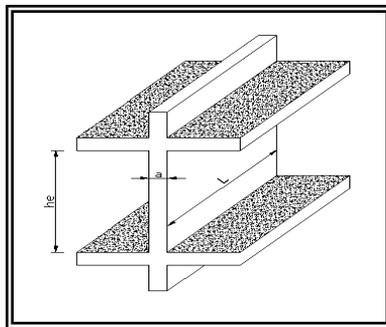


Fig.II.4. Coupe de voile en élévation

II.1.5. Les planchers

Planchers à corps creux :

Les hourdis doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm selon le **BAEL91 (art. B.6.8.423)**

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

La rigidité n'est valable que pour des poutrelles pour lesquelles le rapport h/L est au moins égal à $1/22,5$.

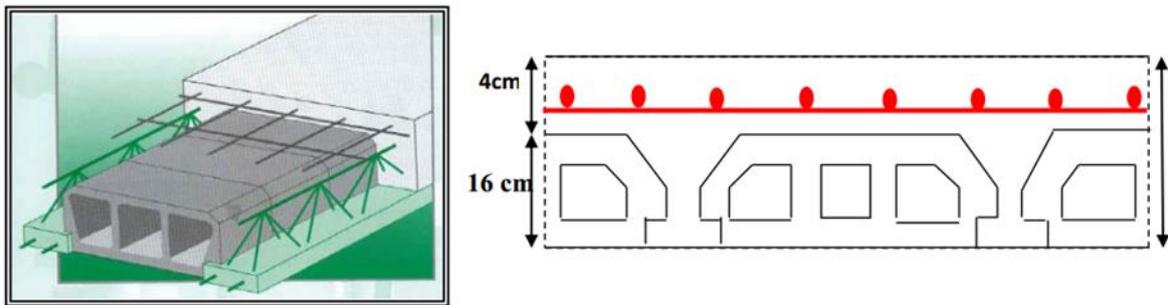


Fig.II.5. Plancher à corps creux

L : est la plus grande portée parallèle au poutrelle ($L = 450$ cm).

On adopte $h_t = 20$ cm ($16 + 4$)

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

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

– **Condition d'isolation acoustique :**

Pour obtenir une bonne isolation, on doit vérifier la condition suivante :

$$h_{\min} \geq 16 \text{ cm} \Rightarrow h_{\min} = 20 \text{ cm} \geq 16 \text{ cm.} \quad \text{C.V}$$

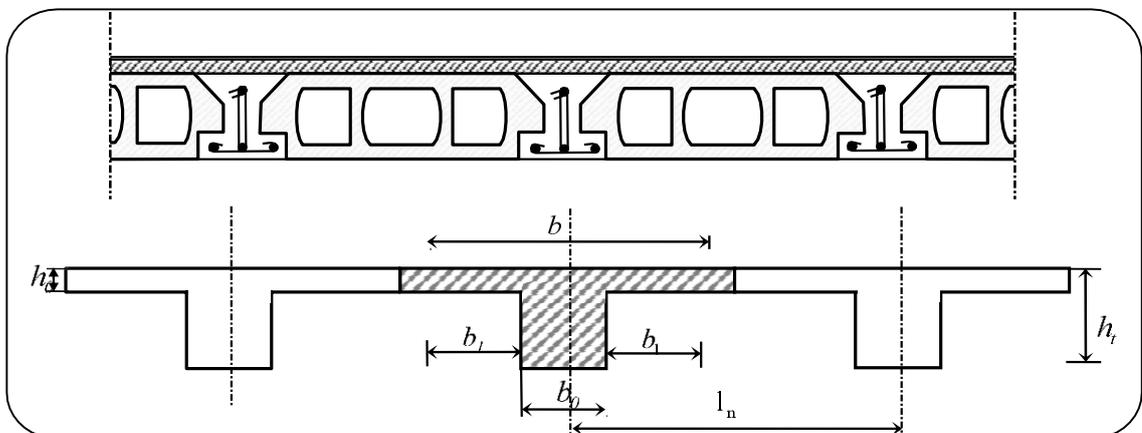


Fig.II.6. Schéma des poutrelles

– **Les caractéristiques géométriques des poutrelles :**

Soit $b_0 = 12$ cm. $l_n = 65 - 12 = 53$ cm

- Le hourdis choisit est normalisé de hauteur 20 cm et de longueur 53 cm.
- La section en travée à considérer est une section en T.

Tel que la largeur de la table est donnée par les conditions suivantes :

$$b_1 = \min \left\{ \begin{array}{l} \frac{L_n}{2} = \frac{53}{2} = 26.5 \text{ cm} \\ \frac{L}{10} = \frac{450}{10} = 45 \text{ cm} \end{array} \right\}$$

l_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

Donc on prend $b_1 = 26.5$ cm

$$b = 2.b_1 + b_0 = 2 \times 26.5 + 12 = 65 \text{ cm, Soit : } b = 65 \text{ cm.}$$

II.1.7. Les balcons

II.1.7.1. Définition

Les balcons sont des dalles pleines qui sont supposées être des plaques horizontales minces en béton armé, dont l'épaisseur est relativement faible par rapport aux autres dimensions. En général, l'épaisseur est définie par les conditions BAEL91 (article B.6.424)

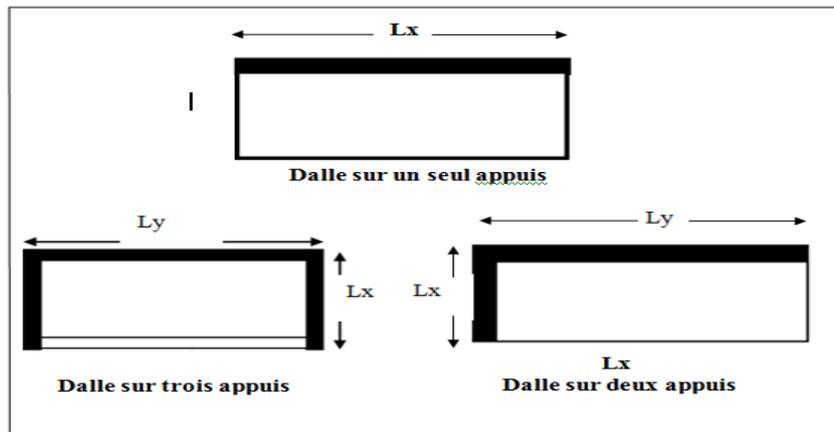


Fig.II.7. Schéma de types des dalles pleines.

– **Résistance au feu :**

$e=7$ cm pour une heure de coupe-feu.

$e=11$ cm pour deux heures de coupe-feu.

$e=17,5$ cm pour quatre heures de coupe-feu.

On choisit : $e_1 = 15$ cm.

– **Résistance à la flexion :**

Balcon 1 : balcon reposant sur un seul

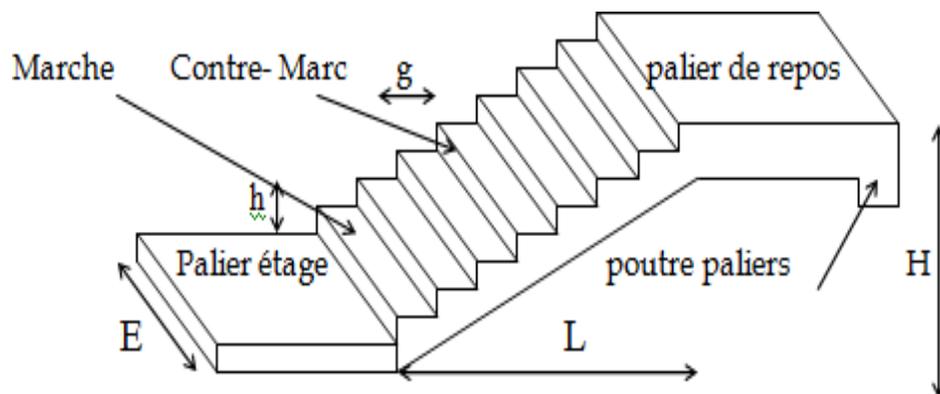
$$L_x = 140 \text{ cm} \quad \Longrightarrow \quad e \geq \frac{140}{20} \quad \Longrightarrow \quad e \geq 7$$

II.1.8 L'escalier :

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.

Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages, rapidité d'exécution et utilisation immédiate de l'escalier.

– **La marche et la contre marche**



$$14 \leq h \leq 20 \text{ cm} \quad 24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche

g: largeur de marche.

Figure.II.8 escaliers

On prend : h = 17 cm g = 30 cm

Formule de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 66$$

$$2h + g = 2 \times 17 + 30 = 64$$

$$\Rightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \text{ (c.v)}$$

– **Nombre de contre marche :**

–

$$n = \frac{H}{h} \quad \Leftrightarrow H = 306 \quad \Rightarrow n = \frac{306}{17} = 18$$

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche

Pour deux volées $n = 18$

Pour une volée $n = 9$

- **Emmarchement** : $E > 90 \text{ cm}$ pour un escalier de bâtiment d'habitation

$$E = 150 \text{ cm} > 90 \text{ cm}$$

- **Longueur de la volée** :

$$L_1 = (n-1)g = (9-1) \times 30 = 8 \times 30 = 240 \text{ cm}$$

- **Inclinaison de la paillasse** :

$$\text{tg} \alpha \frac{H/2}{L} = \frac{153}{240} = 0.6375 \Rightarrow \alpha = 32.52^\circ$$

H : hauteur d'étage = 3.06 m

L : Longueur de la volée = 2.40 m

- **Détermination d'épaisseur de la paillasse** :

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{20} \right) l_{\max.}$$

$$l = l' + l_{\text{palier de repos}} + l_{\text{palier d'arrive}}$$

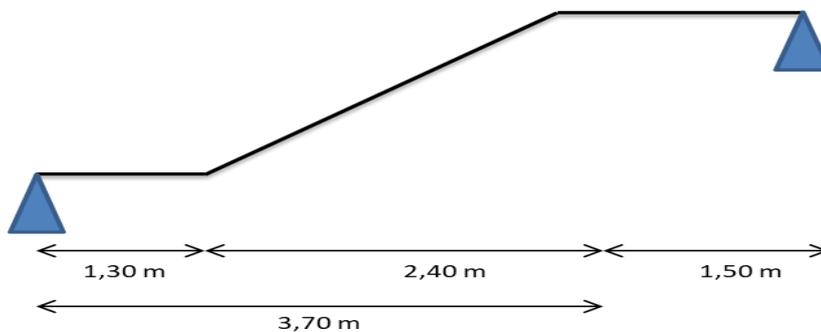


Figure. II.9 Type d'escalier

$$L' = \sqrt{L_2^2 + H^2} = \sqrt{(2.40)^2 + (1.53)^2}$$

$$= 2.84 \text{ m} = 284 \text{ cm}$$

$$L = L' + L_{\text{palier de repos}}$$

$$L = 284 + 150 + 130 = 564 \text{ cm}$$

$$e = \left(\frac{1}{30} \div \frac{1}{40} \right) l \Rightarrow e = \left(\frac{434}{30} \div \frac{434}{40} \right) \Rightarrow e = (14.46 \div 10.85)$$

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

II.2 Descente des charges

II.2.1. Introduction

La descente des charges est l'opération qui consiste à déterminer toutes les charges provenant à un élément porteur de la structure, depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation, et ainsi la vérification de leur section.

– **Rôle de descente des charges**

Évaluation des charges (G et Q) revenant aux fondations.

Vérification de la section des éléments porteurs (poteaux, voiles).

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

II.2.2.1. Plancher Terrasse Inaccessible : DTR B.C.2.2

Tableau. II.1. Les charges permanentes sur le plancher corps creux terrasse.

Désignation de l'élément	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	G(KN/m ²)
Protection en gravillons	17	0.05	0.85
étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.10	2.2
Isolation thermique (liège)	4	0.04	0.16
Plancher en corps creux	/	0.16+0.04 (0.20)	2.80
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
/	/	/	G=6.33

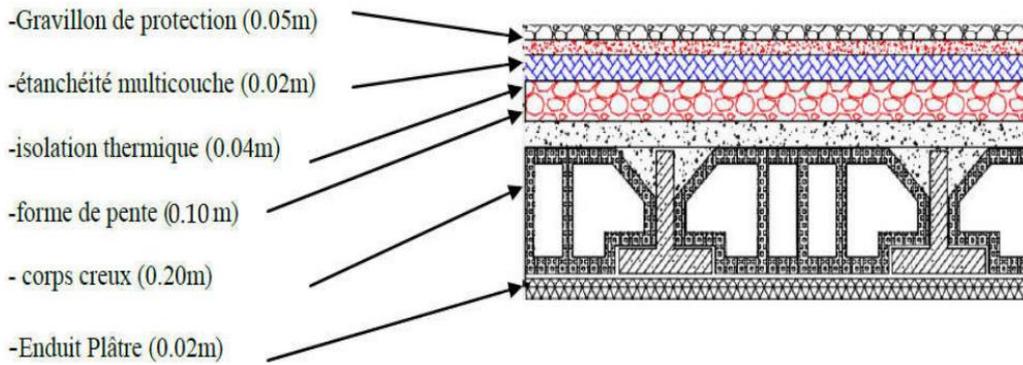


Figure. II.10. Plancher terrasse.

II.2.2.2.Plancher étage Courant

Tableau. II.2 : Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage courant

Désignation de l'élément	γ (kN/m^3)	Epaisseur (m)	G(KN/m ²)
Revêtement en carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.40
Lit de sable	18	0.03	0.54
Plancher en corps creux	/	0.16+0.04(0.20)	2.80
Enduit de plâtre	10	0.02	0.2
Cloisons	10	0.01	1
/	/	/	G=5.38

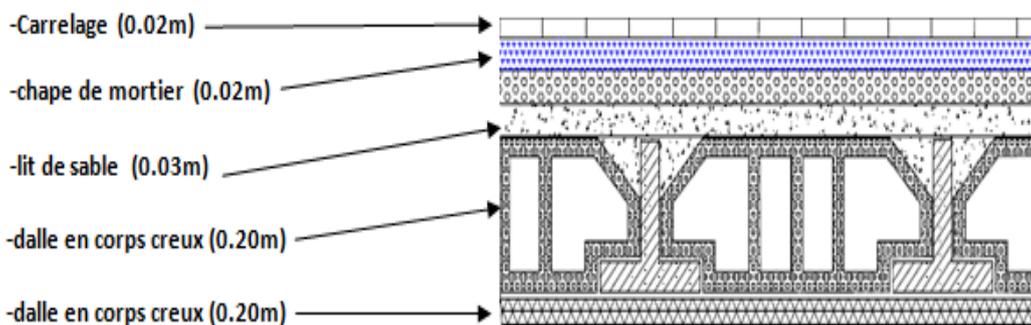


Figure. II.11. Plancher étage courant.

Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2

1. Terrasse inaccessible 1, 00 kN/m²
2. Plancher courant (habitation) 1,50 kN/m²

II.2.2.3 Balcon

Tableau II.3. Charge permanente d'un balcon.

N°	Désignation	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Dalle pleine	0.15	25	3.75
2	Carrelage	0.02	20	0.40
3	Lite de sable	0.02	18	0.36
4	Mortier de pose	0.02	20	0.40
5	Enduit en ciment	0.02	10	0.2

G = 5.11 KN/m². Q = 3.5 KN/m².

II.2.2.4 Murs extérieurs

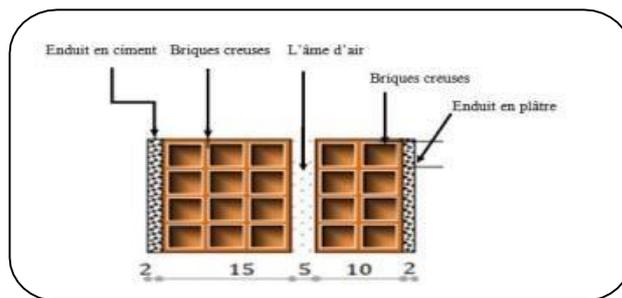


Figure.II.12. Schéma du mur double cloisons

Tableau II. 5. Charge permanente d'un mur extérieur

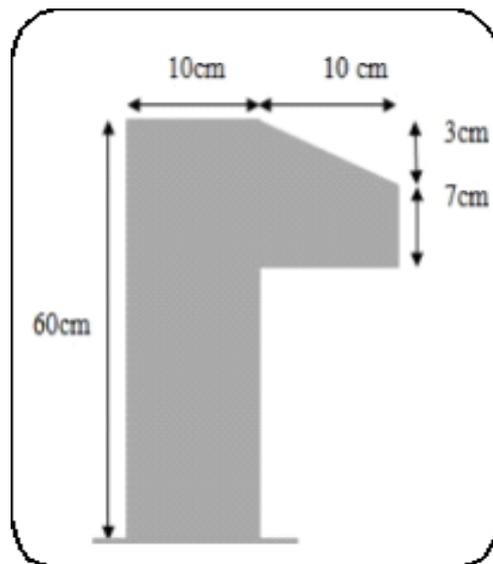
N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Enduit extérieur (ciment)	0.02	18	0.36
2	Brique creuse	0.15	13	1.95
3	Brique creuse	0.10	9000	0.90
4	Enduit intérieur (plâtre)	0.01	10000	0.1

Avec 30% d'ouverture3.310×0.7 = 2.317 KN/m² G = 3.310 KN/m².

On suppose que la surface des vides est de 25 donc

$$G = G1 - 0.25 \times G1 = 3.310 - 0.25 \times 3.310 = 2.4825 \text{ KN/m}^2$$

II.2.2.5 Acrotère:



1. Surface de l'acrotère :

$$= (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) \longrightarrow ST = 0,0685 \text{ m}^2$$

2. G1 : Poids de l'acrotère par mètre : $G1 = 0.0685 \times 2500 \times 1 = 171.25 \text{ daN/ml}$

3. G2 : Poids de mortier de crépissage par mètre : $G2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 12 \text{ daN/ml}$

4. Poids propre $G = G1 + G2 = 12 + 171.25 = 183.25 \text{ daN/ml}$

5. Surcharge Q : D'après D.T.R.BC.2.2

Force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante 1000 N/m :

$$\text{Dans une bonde d'un mètre} \begin{cases} G = 183.25 \text{ daN/m} \\ Q = 100 \text{ daN/m} \end{cases}$$

II.2.2.6 Les escaliers

1. Paliers : (DTR B.C 2.2)

Tableau II. 6. Charge permanente et d'exploitation d'un palier.

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	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(BA)	0.2	25	5

$$G = 6.2 \text{ KN/m} \quad Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

2. Paillasse : (DTR B.C 2.2)

Tableau II.7. Charge permanente d'une volée et 3 (paillasse).

N°	Désignations	e (m)	γ (KN/m ³)	G (KN/m ²)
1	Carrelage	0.02	22	0.44
2	Mortier de pose	0.02	20	0.40
3	Poids de marche	0.17/2	25	2.125
4	Paillasse	0.20/cos(32.2)	25	4.50
5	Enduit de ciment	0.02	18	0.36
6	Grande corps			0.9

$$G = 8.725 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = 2.50 \text{ KN/m}^2$$

– Tableau récapitulatif :

Tableau II.8. Résumé des charges permanentes et d'exploitation.

Élément	Charges permanentes	Surcharges
Plancher terrasse	6.33 KN/m ²	1.00 KN/m ²
Plancher d'Étage courant	5.20 KN/m ²	1.50 KN/m ²
Acrotère	1.833 KN/ml	1.00 KN/ml
Balcon	5.11 KN/m ²	3.5 KN/m ²
Murs extérieurs (30 cm) sans ouverture	3.310 KN/m ²	-
Murs extérieurs (30 cm) avec ouverture	2.317 KN/m ²	
Escalier (palier)	6.2KN/m ²	2.50 KN/m ²
Escalier (paillasse)	8.725 KN/m ²	2.50 KN/m ²

La descente des charges

La descente de charge est l'opération qui consiste à calculer toutes les charges qui viennent à un élément porteur depuis le dernier niveau jusqu'à la fondation. Les charges considérées concernent les charges permanentes (le poids propre de l'élément, le poids des planchers, des murs de façades etc) et les charges d'exploitations.

– **Rôle de descente des charges :**

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

– **Loi de dégression :**

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 : $0,9 Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur : $0,8 Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0,5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

1. Descente des charges sur des poteaux :

– **Sur un poteau rectangulaire central (B2) :**

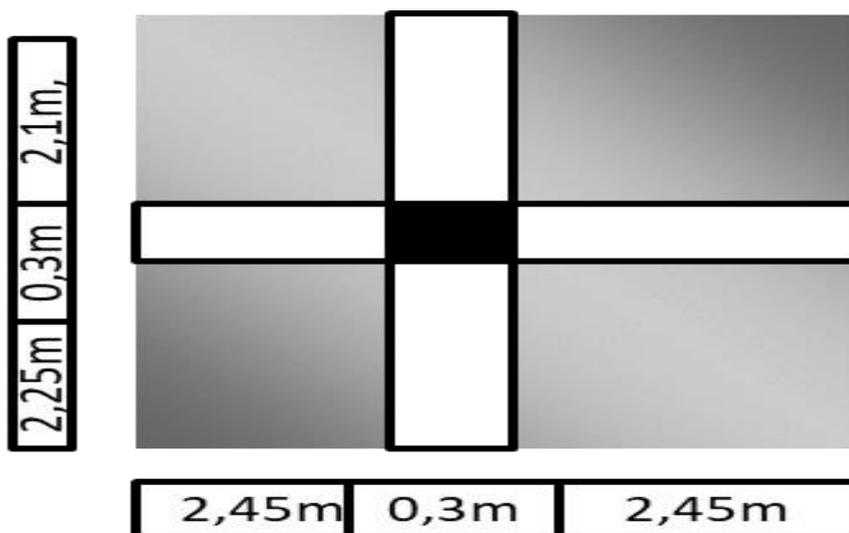


Figure.II. 13: La surface poteau

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

$$S_G = (2.45+2.45) \times (2.1+2.25) = 21.31 \text{m}^2$$

– La surface afférente pour la charge d’exploitation :

$$SQ \text{ (terrasse)} = (2.45+2.45+0.3) \times (2.1+2.25+0.3) = 24.18 \text{m}^2$$

$$SQ \text{ (étage)} = 14.82 - (0.50 \times 0.40) = 23.98 \text{m}^2$$

Mur(p) : mur sens principale sans ouverture

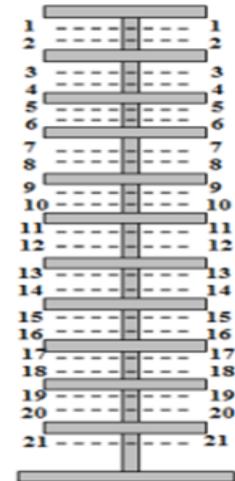
Mur(s) : mur sens secondaire avec ouverture.

Pp : poutre principale.

Ps : poutre secondaire.

$$h_{\text{mur}} (p) = h_e - h(pp) = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

$$h_{\text{mur}} (s) = h_e - h(ps) = 3.06 - 0.35 = 2.71 \text{ m}$$



Niveau	Élément	G(KN)	Q(KN)
10-10	Plancher terrasse : (6.33× 12.60)	79.75	24.18
	Pp :(0.3×0.45×25× 5.2)	17.55	
	Ps :(0.3×0.4×25× 4.8)	14.4	
	Poteaux :(0.50×0.60×25×3.06)	22.95	
	Surcharge :(1×24.18)		
	Totale	134.35	24.18
9-9	Venant 10-10	134.35	35.97
	Plancher EC:(5.38× 12.60)	67.78	
	Pp :(0.3×0.45×25× 5.2)	17.55	
	Ps :(0.3×0.40×25× 4.8)	14.4	
	Poteaux :(0.50×0.60×25×3.06)	22.95	
	Totale	257.03	60.15
8-8	Venant 9-9	257.03	60.15
	Plancher EC:(5.38× 12.60)	67.78	
	Pp :	17.55	
	Ps :	14.4	
		22.95	

	Poteaux		32.37
	Surcharge :(1.5×0.9×23.98)		
	Totale	377.45	92.42
7-7	Venant 8-8	377.45	92.42
	Plancher EC :	67.78	
	Pp :	17.55	
	Ps :	14.4	
	Poteaux :	22.95	
	Surcharge :(1×0.8×23.98)		28.77
	Totale	497.87	121.19
6-6	Venant 7-7	497.87	121.19
	Plancher EC :	67.78	
	Pp :	17.55	
	Ps :	14.4	
	Poteaux :	22.95	
	Surcharge :(0.7×1.5×23.98)		25.18
	Totale	618.29	146.37
5-5	Venant 6-6	618.29	146.37
	Plancher EC :	67.78	
	Pp :	17.55	
	Ps :	14.4	
	Poteaux :	22.95	
	Surcharge :(0.6×1.5×23.98)		21.58
	Totale	738.71	167.95
4-4	Venant 5-5	738.71	167.95
	Plancher EC :	67.78	
	Pp :	17.55	
	Ps :	14.4	
	Poteaux :	22.95	
	Surcharge :(0.5×1.5×23.98)		17.98
	Totale	859.13	185.93

3-3	Venant 4-4	859.13	185.93
	Plancher EC :	67.78	
	Pp :	17.55	
	Ps :	14.4	
	Poteaux :	22.95	
	Surcharge :(0.5×1.5×23.98)		17.98
	Totale	979.55	203.91
2-2	Venant 3-3	979.55	203.91
	Plancher EC :	67.78	
	Pp :	17.55	
	Ps :	14.4	
	Poteaux :	22.95	
	Surcharge:(0.5×1.5×23.98)		17.98
	Totale	1099.97	221.89
1-1	Venant 2-2	1099.97	221.89
	Plancher EC :	67.78	
	Pp :	17.55	
	Ps :	14.4	
	Poteaux :	22.95	
	Surcharge :(0.5×1.5×23.98)		17.98
	Totale	1220.39	221.98
RDC	Venant 1-1	1220.39	221.98
	Plancher étage courant	67.78	
	Pp :	17.55	
	Ps :	14.4	
	Poteaux :	22.95	
	Surcharge :(0.5×1.5×23.98)		17.98
	Totale	1340.81	239.87

$$N_u = 1.35G + 1.5Q$$

$$N_u = 1.35 \times 1340.81 + 1.5 \times 239.87 = 2169.89 \text{ KN}$$

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

$$N_{ser} = 1340.81 + 239.87 = 1580.68 \text{ KN}$$

❖ **Vérification de la section de poteau : BAEL (B.8.4, 1)**

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

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot F_{c28}}{0.9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

Avec:

- **N_u** : Effort normal ultime (compression) = $1.35G + 1.5Q$.
 - **α** : coefficient fonction de l'élanement 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.
 - **B_r** : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie (**$B_r = (h-2)(b-2)$**) [cm^2].
- $$\lambda = \max(\lambda_x, \lambda_y)$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \cdot \frac{l_f}{b} \quad \lambda_y = \sqrt{12} \cdot \frac{l_f}{h}; l_f = 0.7l_0$$

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

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

$$l_0 = h \text{ étage} - h_{\text{poutre principale}} = 3.06 - 0.4 = 2.66 \text{ m}$$

$$\lambda_x = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,60} = 10,75 \Rightarrow \alpha_1 = \frac{0,85}{1 + 0,2 \cdot \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,80$$

$$\lambda_y = \sqrt{12} \frac{0,7 \times 2,66}{0,50} = 12,90$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique

$$B_r = (h-2) \cdot (b-2)$$

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

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL}; A_{\min}^{RPA}) - - - A_{\min}^{BAEL} = \max (4 \text{ cm}^2/\text{m de périmètre}, 0,2 \text{ }_0/\text{ }_0 \text{ B})$$

$$- A_{\min}^{RPA} = 0,8 \text{ }_0/\text{ }_0 \text{ B} \Rightarrow (\text{Zone IIa})$$

$$- A_{\min}^{BAEL} = \max (72\text{mm}^2; 400 \text{ mm}^2) = 400 \text{ mm}^2$$

$$- A_{\min}^{RPA} = 1600 \text{ mm}^2$$

$$A = \max (A_{\min}^{BAEL}; A_{\min}^{RPA}) = 1600 \text{ mm}^2$$

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \cdot F_{c28}}{0,9 \cdot \gamma_b} + A \cdot \frac{F_e}{\gamma_s} \right]$$

$$\bar{N} = 6461,45 \text{ KN}$$

$$N_u = 2169,89 \text{ KN}$$

$$\bar{N}_u > N_u \text{ Condition vérifié.}$$

Tableau II.9. Récapitulatif résultats de vérification de la section d'un poteau.

Nu (KN)	A^{BAEL}_{min} (mm²)	A^{RPA}_{min} (mm²)	A (mm ²)	Br (mm ²)	\bar{N} (KN)	Condition
2169.89	400	1600	1600	297804	3206.454	vérifiée

II.3. Conclusion :

Etant donné que le pré dimensionnement des éléments structuraux est effectué, et que toutes les exigences réglementaires sont satisfaites, on adopte les dimensions suivantes :

Tableau II.10. Résumé du pré dimensionnement des éléments.

Les éléments	L'épaisseur ou section
Poteau	$60 \times 50 \text{ cm}^2$
Poutre principale	$30 \times 45 \text{ cm}^2$
Poutre secondaire	$30 \times 40 \text{ cm}^2$
Plancher corps creux	(16+4) cm
Balcon	e =15 cm
Voile	e =20 cm
Escalier	e =20 cm

CHAPITRE III :

ETUDE DES ELEMENTS

SECONDAIRES

III.1. Introduction

Dans toute structure, on peut identifier deux catégories d'éléments :

- Les éléments porteurs principaux qui contribuent directement aux contreventements.
- Les éléments secondaires qui ne jouent pas de rôle dans le contreventement de la structure.

Les éléments secondaires regroupent ceux qui n'ont pas de fonction porteuse ou de contreventement, tels que :

- Acrotère.
- Escaliers.
- Balcons.
- Planchers

III.2. L'acrotère

III.2.1. Définition

L'acrotère est un mur périphérique en béton armé construit autour du bord ou du niveau de la terrasse. Son rôle est d'empêcher l'infiltration des eaux de pluie entre la pente et le plancher, tout en assurant la protection des parties inférieures pour faciliter l'entretien.

III.2.2. Mode de travail

L'acrotère se compte comme une console encastrée à sa base au niveau du plancher terrasse, elle est soumise à l'action de :

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

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

Largeur $b=100\text{cm}$, Hauteur $H=60\text{cm}$, Épaisseur $e = h = 10\text{cm}$.

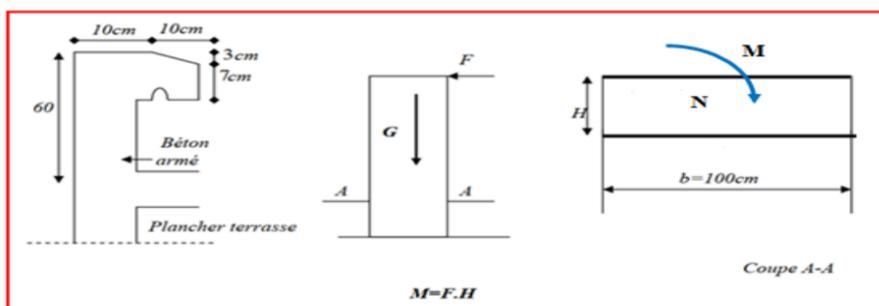


Figure.III.1. Caractéristiques géométriques de l'acrotère.

III.2.3. Évaluation des charges

– **Surface:**

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

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

– **Charge permanente :**

G1 : poids de l'acrotère par mètre linéaire.

G2 : poids de mortier de crépissage par mètre linéaire.

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

$$G2 = 0.01 \times 0.6 \times 20 = 0.12 \text{ KN/ml}$$

$$Gt = G1 + G2 = 1.7125 + 0.12 = 1.8325 = 1.833 \text{ KN/ml}$$

– **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 RPA 99/V2003 (art.6.2.3) :**

Les éléments non structuraux doivent être calculés sous l'action des forces horizontales

suivant la formule : **FP** = 4×A× Cp× W p

A : Coefficient d'accélération de zone.

CP : Facteur de force horizontale.

Groupe 2, zone (**IIa**) donc :

A = 0.15 selon le (Tableau 4.1).

CP = 0.80 élément en console (Tableau 6.1)

Donc : $FP = 4 \times 0.15 \times 0.80 \times 1.833 = 0.8796 \text{ KN/ml}$

$$F = \max(Q, FP) = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$Gt = 1.833 \text{ KN/ml} \quad Q = 1 \text{ KN/ml}$$

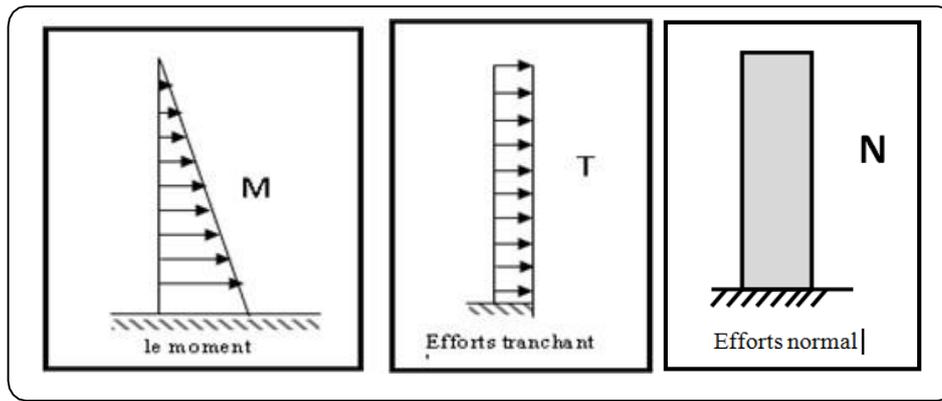


Figure III.2. Schéma des sollicitations de l'acrotère.

III.2.5 Les combinaisons d'actions

– E.L.U :

$$N_u = 1m \times N = 1.833 \text{ KN}/\ell$$

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

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

$$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1 = 1.5 \text{ KN}/m\ell$$

– E.L.S :

$$N_{ser} = N = 1.833 \text{ KN}/m\ell$$

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

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 : $\varnothing_L \leq h/10 \quad \varnothing_L \leq 10\text{mm} \dots\dots\dots \text{BAEL99 (art.A.7.2.1)}$.

On prend : $\varnothing_L = 8\text{mm}$ et on prend : $\varnothing_t = 6\text{mm} \leq \varnothing_L = 8 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{BAEL99 (art.A.7.2.2)}$.

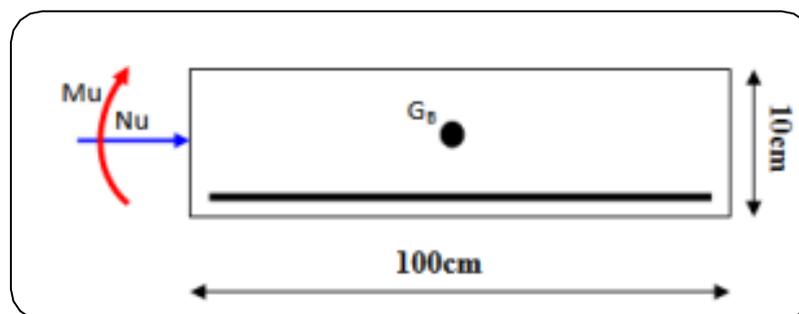


Figure.III. 3 : Coupe de ferrailage.

III.2.6.1. Armatures longitudinales

– ELU :

- Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.9}{1.833} = 0.491 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} - c = \frac{0.1}{2} - 0.03 = 0.02 \text{ m} \Rightarrow e = 0.491 \text{ m} > \frac{h}{2} - c = 0.02 \text{ m}$$

Dans les armatures comprimées ne sont pas nécessaire ($A' = 0$)

$$\mu = 0.0135 \Rightarrow \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \cong 0.0169, \quad \beta = (1 - 0.4\alpha) \cong 0.993.$$

$$A_1^u = \frac{0.94 \times 10^3}{348 \times 0.993 \times 7} = 0.388 \text{ cm}^2.$$

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

N est un effort de compression $\Rightarrow A = A_1 - \frac{N}{100\sigma_s}$, $A' = A_1' = 0$.

$$A^u = 0.388 - \frac{1833}{100.348} = 0.335 \text{ cm}^2.$$

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

Ma(KN.m)	M	A	β	$A_1^u(\text{cm}^2)$	$A^u(\text{cm}^2)$
0.94	0.0135	0.0169	0.993	0.388	0.335

– E.L.S :

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

$$\sigma_{bc} = 0.6 \times f_c = 0.6 \times 25 = 15 \text{ MPa}$$

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

Fissuration préjudiciable : $\sigma^1 = \min(2/3 f_e ; 110) = 201.63 \text{ MPa}$.

- Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_{set}}{N_{set}} = \frac{0.6}{1.833} = 0.33 \text{ m}$$

La section est partiellement comprimée.

- Calcul de la section à la flexion simple :

$$M_1^{ser} = M_{ser} + N_{ser} \left[\left(\frac{h}{2} - c \right) \right] = 0.6 + 1.833 \left(\frac{0.1}{2} - 0.03 \right) = 0.64 \text{ KN.m}$$

$$\alpha_{rb} = \frac{15\overline{\sigma}_{bc}}{15\overline{\sigma}_{bc} + \overline{\sigma}_s^1} = 0.527$$

$$\mu_{rb} = \frac{\alpha_{rb}}{2} \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3} \right) = 0.217.$$

$$M_{rb} = \mu_{rb} \cdot d^2 \cdot b \cdot \overline{\sigma}_{bc} = 0.217 \times 0.07^2 \times 1 \times 15 \times 10^3 \equiv 15.95 \text{ KN.m};$$

$$M_a^{ser} < M_{rb} \Rightarrow A' = 0.$$

$$Z \equiv d \left(1 - \frac{\alpha_{rb}}{3} \right) \equiv 0.0577 \text{ m}$$

$$A_1^{ser} = \frac{M_a^{ser}}{\overline{\sigma}_s \cdot Z} = \frac{6.4}{201.63 \times 0.0577} = 0.55 \text{ cm}^2$$

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

$$A^{ser} = A_1^{ser} - \frac{N_{ser}}{100 \overline{\sigma}_s} = 0.55 - \frac{1833}{100 \times 201.63} = 0.46 \text{ cm}^2.$$

III.2.6.2 Les vérifications

– ELU :

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

$$A^{\min} \geq 0.23 \times b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{\min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \Rightarrow A^{\min} \geq 0.84 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_L \geq 0.0025 b \cdot h = 0.0025 \times 100 \times 10 = 2.5 \text{ cm}^2.$$

Donc : $A = \max (A^u, A^{ser}, A_L, A_{\min}) \Rightarrow A = A_L = 2.5 \text{ cm}^2.$

On adopte : $A_L = 5\phi 8 = 2.52 \text{ cm}^2$

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

$$\tau_u = \frac{N_u}{b_0 \cdot d} = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.021 \text{ MPa}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min(0.10f_{c28}, 4 \text{ MPa}) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0.021 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2.50 \text{ MPa}.$$

Donc les armatures traversables ne sont pas nécessaires

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

$$A_r = \left(\frac{1}{4} \div \frac{1}{2}\right) A^l = (0.63 \div 1.26) \text{ on adopte: } A_r = 3\phi 6 = 0.85 \text{ cm}^2$$

III.2.6.4 Espacement des armatures

– Armatures longitudinales : BAEL 91 (art.B.5.3.3)

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

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

IV

5

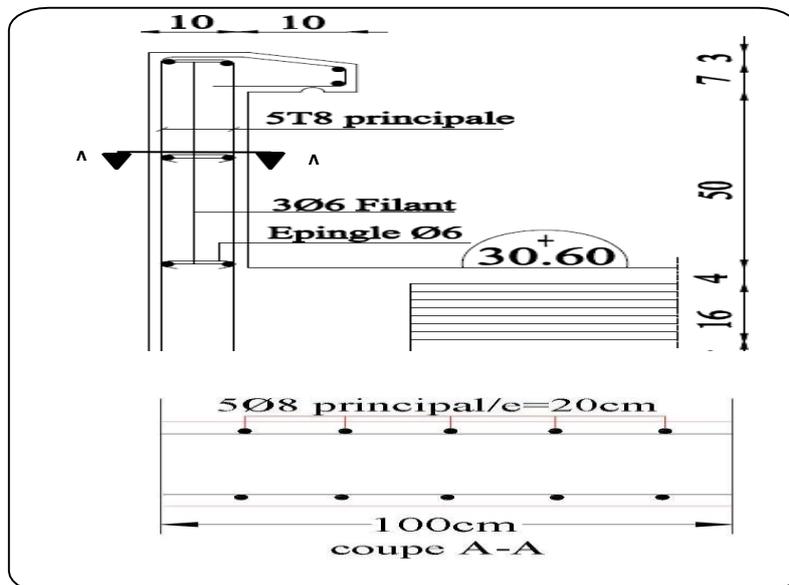
– Armatures de répartition : BAEL 91 (art.A.8.2.42)

$$< 40 \text{ cm}$$

$$e_r = \frac{100}{3} = 33.33 \text{ cm} \Rightarrow e_r = 30 \text{ cm}$$

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

III.2.7 Présentation du ferrailage



III.3. Les escaliers

III.3.1. Introduction

Dans le domaine du génie civil, les escaliers représentent bien plus qu'un simple moyen de déplacement vertical dans une structure. Leur conception et leur construction exigent une expertise technique pour garantir à la fois la sécurité des utilisateurs et la durabilité de la structure.

III.3.2 Définition les éléments d'un escalier

On appelle « marche » la partie horizontale (M) des gradins constituant l'escalier, et « contre marche » la partie verticale (C.M) de ces gradins. h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

L : Longueur horizontale de la paillasse.

H : Hauteur verticale de la paillasse.

D'après le pré dimensionnement des escaliers on a les dimensions suivantes :

III.3.3 Étude des types

III.3.3.1 Méthode de calcul

L'escalier est calculé comme une poutre à section rectangulaire travaillant à la flexion simple.

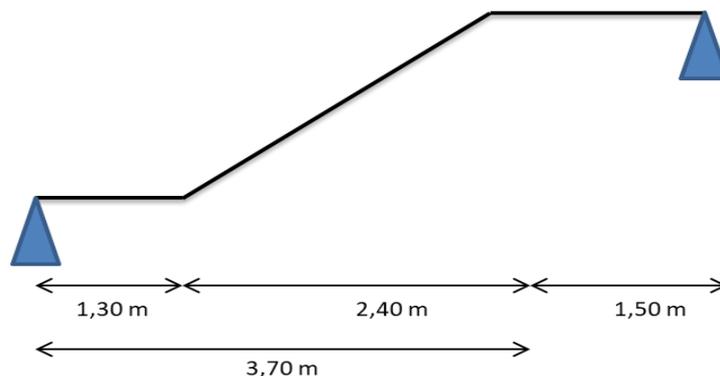


Figure. III. 4. Schéma statique d'escalier

Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1 m de largeur.

– Combinaison Des Charges :

- La volée

$$G = 7.28 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad Q = 2.50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

- Le palier

$G= 6.40 \text{ (KN/m}^2\text{)} \quad Q= 2.50 \text{ (KN/m}^2\text{)}$

– La hauteur du mur : $h = 3.06/2=1.53\text{m}$

III.3.3.2. Combinaisons d’action

– E.L.U : $P_u = 1,35G + 1,5Q$

– ELS : $P_{ser} = G + Q$

Tableau.III.2. Combinaison des charges

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	P _u (KN/m ²)	P _{Ser} (KN/m ²)
Paillasse	7.28	2.50	13.578	9.78
Palier	6.40	2.50	12.39	8.90

III.3.3.3. Détermination des sollicitations

– La charge équivalente :

$$P_{eq} = \frac{\sum P_i L_i}{\sum L_i}$$

– Le moment isostatique :

$$M_0 = P_{eq} \frac{L^2}{8}$$

– Moment sur appui : $M_a = 0.5M_0$

– Moment en travée : $M_t = 0.85M_0$

– L’effort tranchant : $T = p_{eq} L/ 2$

Tableau. III. 3 : Récapitulatif résultats des sollicitations d'escalier

	Peq(kN/m ²)	Mo (KN.m)	M ^a = 0.5 Mo	M ^t = 0.85 Mo	Tu (KN)
ELU	12.93	43.70	21.85	37.14	33.61
ELS	9.31	31.46	15.75	26.74	24.20

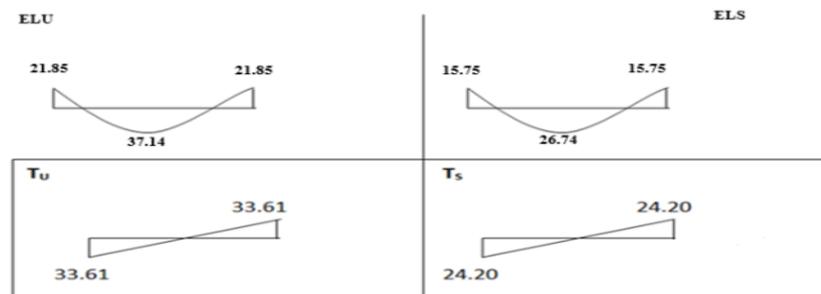


Figure.III.5.diagramme de sollicitation

III.3.3.4. Calcul du ferrailage

III.3.3.4.1. Armatures longitudinales

– ELU

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2} \quad \alpha = 1.25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

L'enrobage: h=20 cm, b= 100 cm , c = 2 cm , d =h-c=18 cm

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} , F_e E = 400 , \sigma_s = 348 \text{ MPa} \quad A = \frac{M_u \cdot 10^3}{\beta * d * \sigma_s} \dots (\text{Cm}^2)$$

Tableau. III. 4 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

Élément	M(KN.m)	M	A	B	cal A (cm ²)
Travée	37.14	0.0807	0.1053	0.957	6.19
Appui	13.11	0.0284	0.0607	0.828	2.52

III.3.3.4.2. Les vérifications

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'inégalité suivante est vérifiée :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad \text{Avec} \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s} ; \quad f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Tableau. III. 5: Récapitulatif résultats de la vérification à l'ELS.

Localisation	A	Mu (KN.m)	Mser(KN.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Travée	0.1053	37.14	26.74	1,39	0,445	C.V
Appuis	0.0607	13.11	9.44	1,39	0,445	C.V

– **Conditions de non fragilité : BAEL91 (art.A.4.2, 1)**

$$A_{\min} \geq 0.23 b d \frac{F_{t28}}{F_e}$$

– **Pourcentage minimale : B.A.EL91(art.B.6.4)**

$$A'_{\min} \geq 0.001 b h$$

Donc : $A = \max (A_{cal}, A_{min}, A'_{min})$

Tableau. III. 6: Récapitulatif résultats du ferrailage.

Localisation	A _{cal} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A' min(cm ²)	A _{max} (cm ²)	A _{adp} (cm ²)
Travée	6.18	2.17	2	6.18	6T12 = 6.79
Appuis	2.52	2.17	2	2.52	6T12= 6.79

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

T_u = 33.61 KN

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

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \cdot d}$$

Comme la fissuration est peu nuisible, alors la valeur admissible $\bar{\tau}_u$ est donnée par la formule suivante :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.2 \frac{F_{c28}}{\gamma_b}, 5 MPa \right) \text{ (BAEL (A.5.1,211))}.$$

T_u^{\max}	$b_0(mm)$	$d(mm)$	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u < \bar{\tau}_u$
33610	1000	180	0.186	3.33	<i>c.v</i>

– **Vérification de la flèche : B A E L (art B.6.5.1)**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{0.85M_0}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 < \frac{0.85 \times 43.70}{10 \times 43.70} = 0.085 \dots \dots \dots C.N.V$$

$$\frac{A}{b d} \leq \frac{4.2}{F_e} \Rightarrow \frac{6.79}{18 \times 100} = 0.0037 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \dots \dots \dots C.V$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{370} = 0.054 < 0.0625 \dots \dots \dots C.N.V$$

Comme les conditions (1) et (3) ne

sont pas vérifiées donc on doit $\Delta F_t = F_{gV} - F_j^i - F_g^i + F_p^i \leq F_{adm}$

vérifier la condition :

Selon B.A.E.L (B.6.5.2)

Avec $F_{adm} = \frac{L}{500}$ pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée "L" au plus égale à 5 m (B A E L 91 art B 6.5.3).

- Calcul de la flèche :
- Position du centre gravité de la section homogène :

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

$$Y_G = \frac{100 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 6.79 \times 18}{100 \times 20 + 15 \times 6.79} = 10.38 \text{ cm}$$

$$\text{Alors } Y'_G = h - Y_G = 20 - 10.38 = 9.62 \text{ cm}$$

$$\gamma = Y'_G - 2 = 7.62 \text{ cm}.$$

- Moment d'inertie de la section homogène :

$$I_0 = \frac{b}{3} (Y_G^3 - Y'_G{}^3) + \eta A_s \sigma^2. \quad / \quad \sigma = (d - Y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{100}{3} (10.38^3 + 9.62^3) + 15 \times 6.79 \times 7.62^2 \Rightarrow I_0 = 72869.325 \text{ cm}^4.$$

- Déformation instantanées :

Pour les déformations instantanée $b = b_0$, $f_{t28} = 2.1 \text{ MPa}$.

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times F_{t28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho}, \quad \rho = \frac{A}{b_0 d} = \frac{6.79}{100 \times 18} = 0.0037.$$

$$\Rightarrow \lambda_i = 5.67.$$

- Déformation de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{c28}}{\left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right) \rho} = \frac{2}{5} \lambda_i = 2.27.$$

- Calcul du moment fléchissant a E.L S :

g : c'est l'ensemble des charges permanentes.

j : les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtement.

P : c'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitation supportée par l'élément considéré.

$$g_{eq} = \frac{(G_{palier} \times L_{palier}) + (G_{paille} \times L_{paille})}{(L_{palier} + L_{paille})}$$

$$g = \frac{(6.40 \times 1.50) + (6.40 \times 1.30) + (7.28 \times 2.40)}{(1.50 + 1.30 + 2.40)} = 6.81 \text{ KN/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dallepleine} \times L_{palier}) + ((\text{poids de paille} + \text{poids de marche}) \times L_{paille})}{(L_{palier} + L_{paille})}$$

$$j_{eq} = \frac{((5 \times 1.30) + (5 \times 1.50)) + ((4.22 + 1.87) \times 2.40)}{(1.50 + 1.30 + 2.40)} = 5.50 \text{ KN/ml}$$

$$P = g_{eq} + Q = 6.81 + 2.5 = 9.31 \text{ KN/ml}$$

$$M_g = \frac{0.85 \times g_{eq} \times l^2}{8} = \frac{0.85 \times 6.81 \times (5.20)^2}{8} = 19.56 \text{ KN.m}$$

$$M_j = \frac{0.85 \times j_{eq} \times L^2}{8} = 15.83 \text{ KN.m}$$

$$M_p = \frac{0.85 \times P \times L^2}{8} = 25.74 \text{ KN.m}$$

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

$$\rho_1 = 100\rho = 0.37 \Rightarrow \beta_1 = 0.875 \text{ (Tableau B A E L 83).}$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = \frac{19.56 \times 10^3}{6.79 \times 0.875 \times 18} = 182.90 \text{ MPa}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 148.02 \text{ MPa}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \cdot \beta_1 \cdot d} = 240.69 \text{ MPa}$$

- Calcul des coefficient " μ " :

$$\mu_g = 1 - \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho\sigma_g^s + F_{t28}} = 1 - \frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0037 \times 182.90 + 2.1} = 0.23$$

$$\mu_j = 1 - \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho\sigma_j^s + F_{t28}} = 0.143.$$

$$\mu_p = 1 - \frac{1.75 \times F_{t28}}{4\rho\sigma_p^s + F_{t28}} = 0.35.$$

- Calcul des inerties : Donc:

$$I_{F_v^g} = (1.1 \times I_0) / (1 + \lambda_v \cdot \mu_g) = (1.1 \times 72869.325) / (1 + 2.27 \times 0.23) = 52661.62 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_i^g} = (1.1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \cdot \mu_g) = 34788.53 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_i^j} = (1.1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \cdot \mu_j) = 44265.41 \text{ cm}^4$$

$$I_{F_i^p} = (1.1 \times I_0) / (1 + \lambda_i \cdot \mu_p) = 26857.51 \text{ cm}^4$$

– **Fléché correspondant** : On a :

$$E_i = 32164.2 \text{ MPa}, E_v = 10818.66 \text{ MPa}. \rightarrow \text{BAEL91 (Art :A.2.1.2.1)}$$

$$F_v^g = M_g l^2 / (10 E_v \cdot I_{F_v^g}) = 19.56 \times 10^3 \times (520)^2 / 10 \times 10818.66 \times 52661.62 = 0.928 \text{ cm}$$

$$F_i^g = M_g l^2 / (10 E_i \cdot I_{F_i^g}) = 0.47 \text{ cm}$$

$$F_v^j = M_j l^2 / (10 E_i \cdot I_{F_i^j}) = 0.30 \text{ cm}$$

$$F_i^p = M_p l^2 / (10 E_i \cdot I_{F_i^p}) = 0.80$$

– **La flèche totale** :

$$\Delta F_t = F_v^g - F_i^g - F_v^j + F_i^p \leq F_{adm} = L / 500$$

$$\Delta F_t = 0.9 \text{ cm} < F_{adm} = 520 / 500 = 1.04 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Donc la condition de la flèche est vérifiée

– **Les armatures de répartition** :

$$A_t = A_i / 4$$

Tableau. III.7: Récapitulatif résultats du ferrailage de répartition.

Élément	AL	At (cm ²)	Aadp (cm ²)
Travée	6.79	1.69	4HA8 =2.01
Appuis	6.79	1.69	4HA8 =2.01

– **L'espacement entre les armatures** : B A E L 91 (art 8.2.4.2)

• **Armatures longitudinales** :

$$S_t \leq \min(3h, 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}.$$

$$\text{Appuis : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Travée : } S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

• **Armatures transversales** :

$$S_t \leq \min(4h, 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}.$$

$$\text{Appuis : } S_t = \frac{L}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Travée : } S_t = \frac{L}{n} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

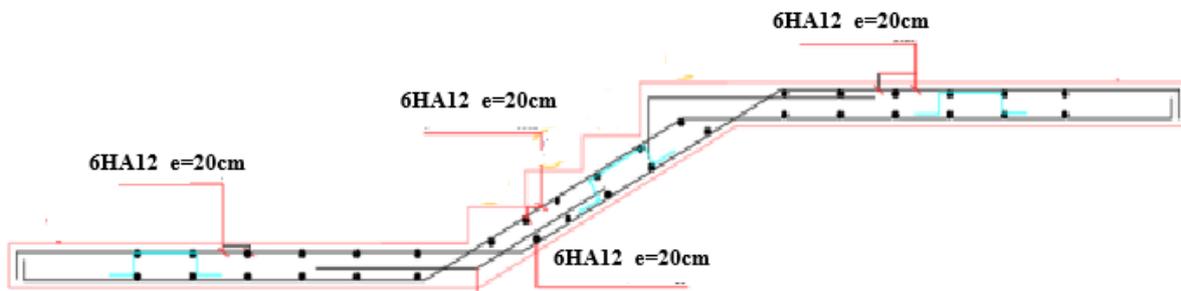


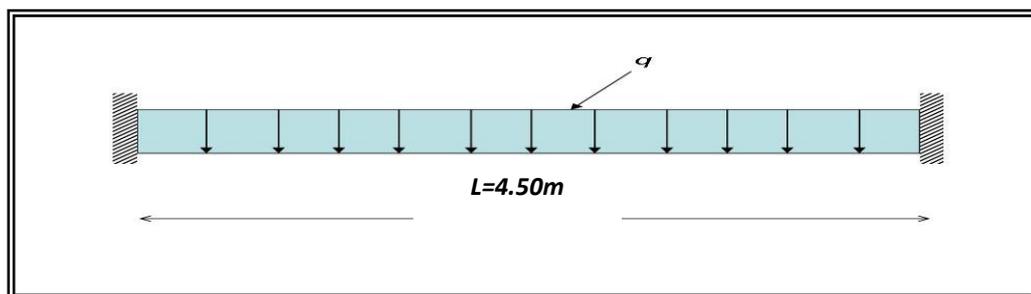
Figure.III.6 : ferrailage escalier

– **Calcul de la poutre palière :**

La poutre palier est une poutre simplement appuyée, elle est calculée comme une section rectangulaire travaillant à la flexion simple et à la torsion, elle soumise à

- son poids propre "pp ."
- poids du mur extérieur pm.
- La réaction de voile.

– **pré dimensionnement**



$$h \geq (30 \div 45) \text{ cm} \quad h \geq \left(\frac{1}{15} \div \frac{1}{10} \right) L \text{ cm}$$

Alors on prend : $h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$

– **Selon RPA 99 :**

$h \geq 30\text{cm}$ (c.v).

$b \geq 20\text{cm}$ (c.v).

$\frac{h}{b} \leq 4 = 1.33 < 4$ (c.v).

– **Évaluation des charges :**

- poids propre : $p_p = (0.40 \times 0.30) \times 25 = 3\text{K N/ml}$
- poids du palier : $= 6.40\text{K N/ml}$
- Poids du la paillasse : $= 7.28\text{K N/ml}$
- Réaction d'escalier ou niveau du palier : $T = \frac{pl}{2}$.

– **Calcul de la poutre à la flexion :**

- **Les charges permanentes :**

$G = p_p + p_s + p_{poutre} = 16.68\text{K N/ml}$.

- **La surcharge :**

$q = 2;5\text{ kN/ml}$.

- **combinaison d'action :**

$ELU : p_u = (1.35G + 1.5q)$.

$ELS : p_s = (G + q)$.



$M_t = 0.85M_0 \quad M_a = 0.3M_0 \quad M_0 = \frac{pl^2}{8} \quad T = \frac{pl}{2}$.

	P(kN/ml)	M ₀ (KN.m)	M ^a = 0.3 M ₀	M ^t = 0.85 M ₀	T (KN)
ELU	26.258	29.54	8.86	25.10	39.38
ELS	19.18	21.57	6.47	18.33	28.77

– Calcul de ferrailage :

- E.L.U:
- L'enrobage :

$$d = 0.9.h = 36 \text{ cm} \Rightarrow C = 4 \text{ cm}$$

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} \quad , \quad A = \frac{M_u}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

– Les armatures longitudinales :

Tableau.III.8: Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.

Élément	M_u	μ	μ_l	α	β	A_{cal}
Appui	8.86	0.016	0.392	0.020	0.992	0.71
Travée	25.10	0.045	0.392	0.057	0.977	2.05

- E.L.S:

la fissuration est peut nuisible donc il n y a aucune vérification concernant σ_s section rectangulaire, flexion simple, Les acier de type $FeE400$: Donc la vérification de σ_b est intitule si la condition suivant est remplie :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100} \quad \therefore \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

Tableau.III. 9: Récapitulatif résultats de la vérification à l'E.L.S.

Élément	M_u	M_s	γ	α	$\bar{\alpha}$	condition
Appui	8.89	6.47	1.37	0.020	0.435	c.v
Travée	25.10	18.33	1.37	0.057	0.435	c.v

– Condition de non fragilité :

$$A_{\min} \geq 0.23 b \cdot d \frac{F_{c28}}{F_e} \quad .$$

– pourcentage minimal : BAEL 91 (art. B.6.4)

$$A'_{\min} \geq 0.001 \cdot b \cdot h$$

– pourcentage minimal : RPA 99

$$A_{\min}^{RBA} = 0.5\% b.h$$

Tableau.III.10: Récapitulatif résultats du ferrailage

Élément	A_{cal}	$A_{\min} cm^2$	A'_{\min}	A_{\min}^{RBA}	A_{\max}
Appui	0.71	1.30	1.20	6	6
Travée	2.05	1.30	1.20	6	6

Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0.d} = \frac{39.38 \times 10^3}{300 \times 360} = 0.364 MPa .$$

$$\bar{\tau}_u = \min(0.13 f_{c28}, 5MPa) = 3.25MPa .$$

$$\tau_u = 0.364 < \bar{\tau}_u = 3.25MPa \dots\dots\dots C.V.$$

Selon BAEL 83 les armatures transversale ne sont pas nécessaires, et ils font disposer des cadres des armatures minimales :

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}, \phi_l, \frac{b}{10} \right\} .$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min \{ 1.14, 1.4, 3 \} = 1.14 cm .$$

$$\Rightarrow \phi_t = 8 mm$$

- Dans la zone nodale $S_t \leq \min \left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30cm \right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (10; 9.6; 30 cm)$$

$$S_t = 8 cm$$

$$S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{50}{2} \Rightarrow S'_t \leq 25$$

- Dans la zone courante :

$$S'_t = 15 cm$$

- La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2h = 80cm .$$

- La quantité des armatures transversales : BAEL 91 (art .A.5.1.23).

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S \times (\tau_u - 0.3 f_{e28}) \times \gamma_s}{0.9 f_e} .$$

$$\Rightarrow A_t \geq \frac{30 \times 15 \times (0.364 - 0.3 \times 2.1) \times 1.15}{0.9 \times 400} = -0.38 cm^2 .$$

RPA 99 :

$$A_t \geq 0.003 \times S \times b \Rightarrow A_t \geq 0.003 \times 15 \times 30 = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

$$A_t = \max (A_t^{BAEL}, A_t^{RPA}) \Rightarrow A = A^{RPA} = 1.35 \text{ cm}^2 . \quad \text{Les}$$

$$A_t = 1.35 \text{ cm}^2 .$$

armatures :

- Les armatures longitudinales :

Élément	A_f	A_{adpter}
Appui	6	$3HA 14 + 2HA 12 = 6.86 \text{ cm}^2$
Travée	6	$3HA 14 + 2HA 12 = 6.86 \text{ cm}^2$

- Les armatures transversales :

$$\text{Donc sont } A_t = 4\phi 8 = 2.01$$

- État limite de déformation :

$$1) \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{450} = 0.08 > 0.0625$$

$$2) \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow 0.08 \geq 0.085$$

$$3) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \Rightarrow 0.0097 < 0.0105$$

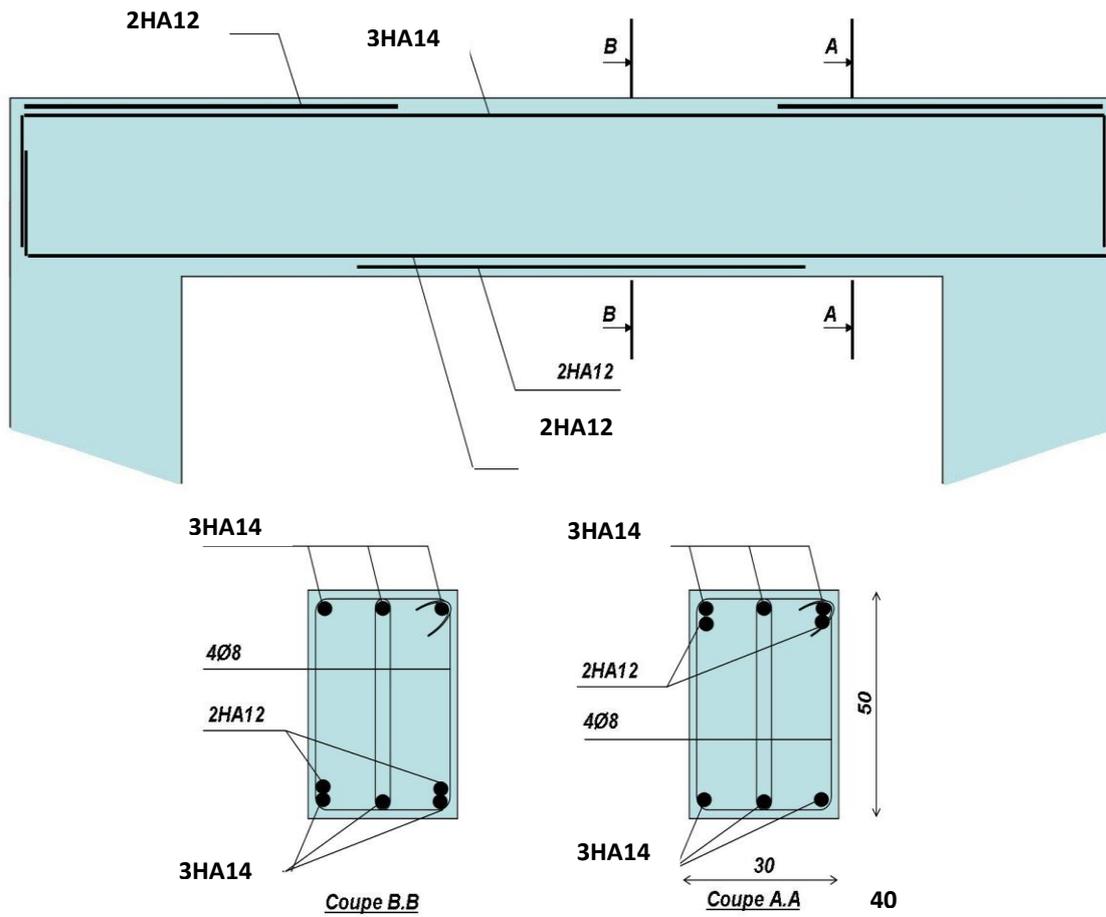


Figure.III.8 : Ferrailage de la poutre palière

III.4. Le balcon

III.4.1. Méthode de calcul

Le balcon se calcule comme une console soumise aux charges suivantes :

- G : poids propre de la console.
- φ : surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due ou poids des murs extérieurs.

Le balcon est constitué d'une dalle pleine encastré dans les poutres, l'épaisseur est Conditionnée par :

$$L/15 < e < L/20 + 7 \Rightarrow \text{on a } L = 1.40\text{m} \quad 9.33 \leq e \leq 14$$

On prend une épaisseur de : 12cm.

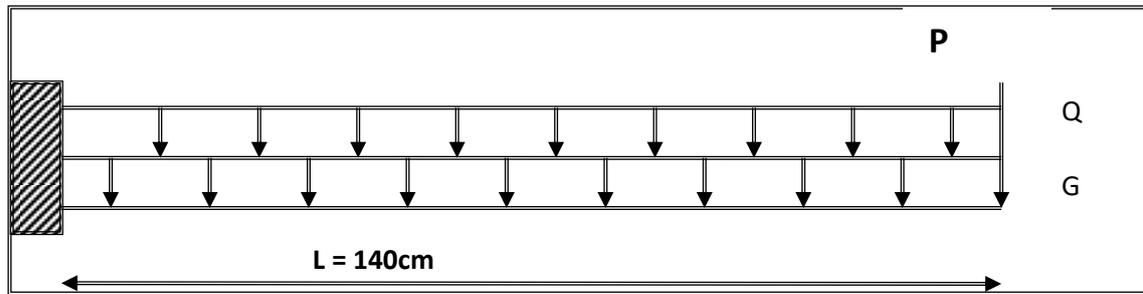
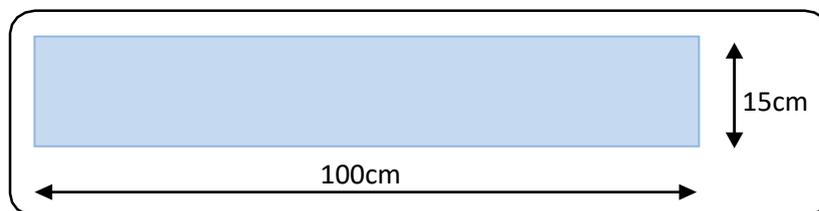


Figure III.9. schéma statique

III.4.2. Les combinaisons d'action

Le calcul se fait comme une console d'une bande de 1m l.



$$G = 4 \text{ kN/m}^2$$

$$\varphi = 3.5 \text{ KN/m}^2 \quad (\text{DTR .B.C. 2.2- p20})$$

- La hauteur du mur : $h = 3.06 - 0.11 = 2.95 \text{ m}$.
- Charge du mur extérieurs $G = 1.932 \text{ KN/m}$

Donc La charge $P = 5.69 \text{ KN/m}$

III.4.3 .Calcul des sollicitations

On prend une bande de 1 m

$$M_u = -(1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 - 1,35 \cdot P \cdot L = (1,35 \times 4 + 1,5 \times 3,5) \times \frac{1,40^2}{2} + 1,35 \times 5,62 \times 1,40$$

$$M_u = -21.05 \text{ kN.m}$$

$$T_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L + 1,35 \times p = (1,35 \times 4 + 1,5 \times 3,5) \times 1,40 + 1,35 \times 5,62$$

$$\rightarrow T_u = 22.49 \text{ KN}$$

$$M_{\text{ser}} = -(G+Q) \times L^2 / 2 - p \times L \rightarrow M_{\text{ser}} = -15.21 \text{ KN.m}$$

III.4.4. Calcul de ferrailage

On va calculer le balcon plus sollicité ; celui de l'étage courant et on adopte le même ferrailage pour les autres balcons.

- fissuration peu nuisible

On prend : $C = 2 \text{ cm}$; $d = h - C = 15 - 2 = 13 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{21.05 \times 10^3}{14,2 \times 100 \times (13)^2} = 0,087 < \mu^l = 0,392$$

- La section est simplement armée.

$$= 0,087 \rightarrow \alpha = 0,0894 \rightarrow \beta = 0,964$$

$$A = \frac{Mu}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d} = \frac{21.05 \times 10^3}{348 \times 0.964 \times 13} = 4.82 \text{ cm}^2$$

III.4.5. Condition de non fragilité

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 1.56 \text{ cm}^2$$

- Pourcentage minimal des armatures :

$$A'_{\min} \geq 0.001 \times b \times h = 1.2 \text{ cm}^2$$

		M_u (kN.m)	A (cm ²)	A_{\min} (cm ²)	A'_{\min} (cm ²)	A_{\max} (cm ²)	Section d'acier
<i>En travée</i>	Sens x	21.05	4.82	1.56	1.2	4.82	5HA12=5.65

- **Vérification à l'E.L.U :**

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

$$T_u = 22.49 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u \mu}{b \cdot d} = \frac{22.49 \times 10^3}{1000 \times 120} = 0.187 \text{ MPa}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\tau_u = \min \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ Mpa} > \tau_u = 0,169 \text{ Mpa} \rightarrow \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

- **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 :

$$\alpha \leq \alpha_l = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{F_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

l	M_u	M_s	γ	F_{c28}	$\bar{\alpha}_l$	Condition
0,0894	21.05	15.21	1.38	25	0.44	C.V

- Comme la condition est vérifiée alors pas de vérification de σ_b .
- Comme la fissuration est peu nuisible, alors pas de vérification de σ_s .
- Tant que les deux conditions sont remplies, alors pas de vérification à l'E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A'_{min}) = \max (4.82 ; 1.56 ; 1.2) \text{ cm}^2$$

$$A = 4.82\text{cm}^2 \quad \text{soit : } A = 5T12 = \mathbf{5.65 \text{ cm}^2}$$

Armature de répartition :

$$A_r = A_{ad}/4 = 5.65/4 = 1.41 \text{ cm}^2 ; \quad \text{soit : } A_r = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

III.4.6. Vérification de la flèche : B A E L 91. (Art B.6.5.1)

Si les deux conditions suivantes sont remplies, le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{12}{140} = 0.0857 > \frac{1}{16} = 0.0625 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

$$\rho = \frac{A}{b.d_y} \geq \frac{4.2}{f_e} \Rightarrow \frac{5.65}{100 \times 12} = 0.0047 < 0.0105 \dots\dots\dots \text{c.v}$$

Les deux conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

III.4.7. Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times s}$$

$$\tau_u = \frac{22.49 \times 10^3}{1000 \times 12} = 1.87 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = 0,05 f_{c28} = 1,25 \text{ MPa (cas des dalles) (Art 5.2.2)}$$

$$\tau_u = 0,15 < \bar{\tau} = 1,25 \text{ MPa}$$

Donc il n'y a pas lieu de prévoir des armatures transversales.

III.4.8. Écartement des armatures : (Art A.8.2.42)

- Les armatures longitudinales :

$$S_l = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

- Les armatures transversales :

$$S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

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

$$St \leq \min (4h ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm} \Rightarrow e_l \leq 45 \text{ cm}$$

Soit : $e_l = 25 \text{ cm}$.

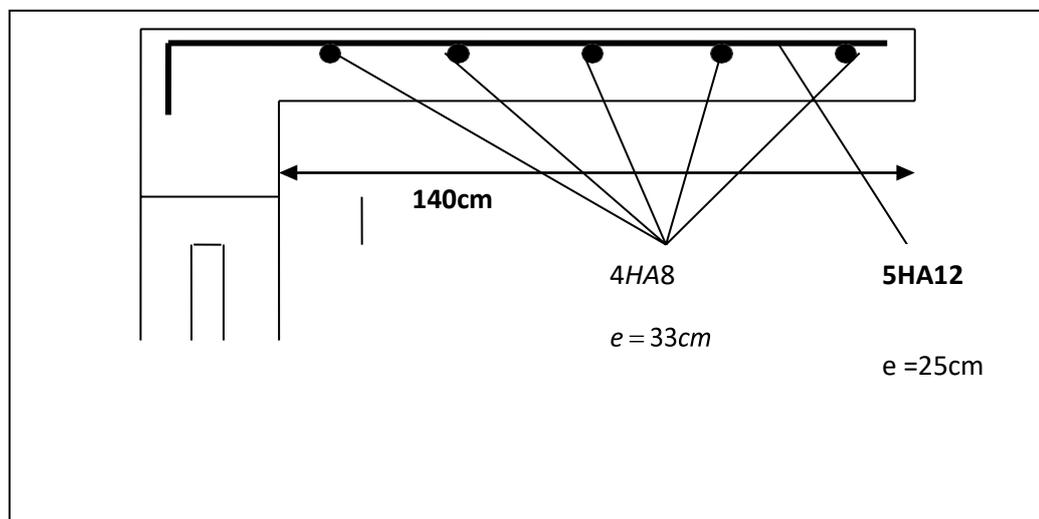


Figure.III.10. : Schéma du ferrailage de balcon

III.6. Etude de Plancher

III.6.1. Introduction

Les planchers de notre projet sont composés de corps creux et d'une dalle de compression renforcée par un treillis soudé reposant sur des poutrelles en béton armé coulées sur site.

III.6.2. Justification du choix des planchers à corps creux

- Absence des charges concentrées importantes sur les planchers.
- Plus léger que la dalle pleine.

- Exécution simple.
- Bonne isolation thermique et phonique par rapport à la dalle pleine.

III.6.3. Méthode de calcul

Il y a plusieurs méthodes peuvent être utilisé dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment, nous citerons comme exemple les suivants méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.
- Méthode exacte (trois moments par exemple).

Remarque : Il y a plusieurs méthodes de (RDM) pour le calcul de sollicitation (méthode de forces...etc.).

III.6.4. Combinaison d'actions

Moments en travée :

1. Terrasse :

- **E.L.U:** $(1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6,33 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = 7,146 \text{ KN/ml}$.
- **E.L.S:** $(G + Q) \times 0,65 = (6,33 + 1) \times 0,65 = 4,764 \text{ KN/ml}$.

2. Étage courant :

- **E.L.U:** $(1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5,38 + 1,5 \times 1,5) \times 0,65 = 6,183 \text{ KN/ml}$.

Niveau	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	b(m)	ELU (KN/ml) (1,35G+1,5Q)×b	ELS (KN/ml) (G+Q)×b
Terrasse inaccessible	6.13	1.0	0,65	6.53	4.76
Étage courant	5.38	1.5	0,65	6.18	4.47

- **E.L.S:** $(G + Q) \times 0,6 = (5,38 + 1,5) \times 0,65 = 4,472 \text{ N/ml}$.

III.6.4.4. Type des planchers

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelle :

- Poutre repose sur 6 appuis.
- Poutre repose sur 5 appuis.

- Poutre repose sur 4 appuis.
- Poutre repose sur 3 appuis.

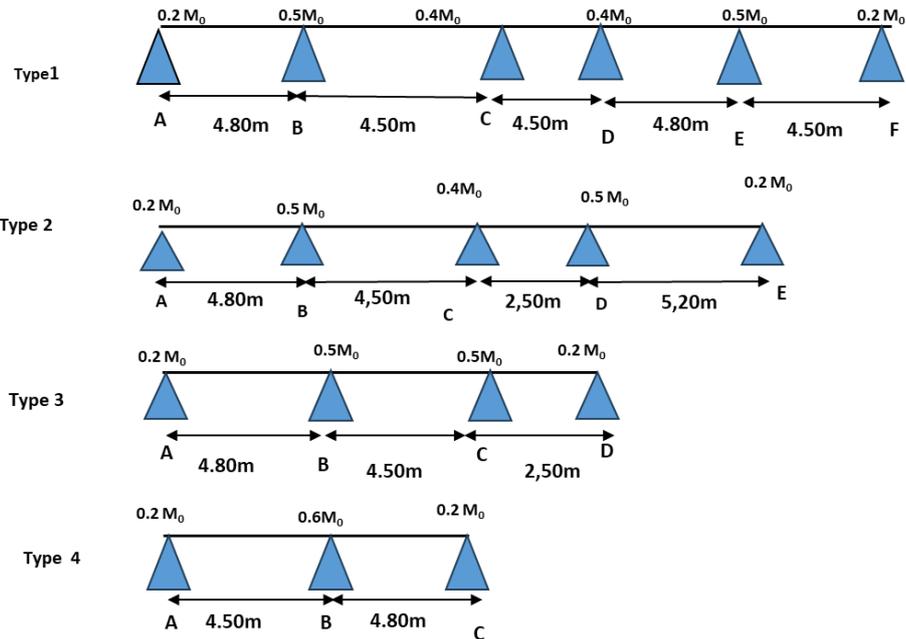


Figure.III.11. Les types de planchers terrasse et étages Courant.

Remarque La méthode de calcul que nous choisissons et "la méthode forfaitaire".

- **Méthode forfaitaire.**

Les conditions d'applications de la méthode imposées par le BAEL 91/99 Sont les suivantes :

- la charge d'exploitation modérer : $P \leq \max (2G ; 5 \text{ KN/m}^2)$
- l'inertie est constante (les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans toutes les travées).
- le rapport entre deux portées successives doit être comprise entre 0,8et 1,25.
- la fissuration est peu nuisible.

III.6.5. Calcul des planchers à corps creux

III.6.5.1. Plancher étage courant

- **Condition d'application :**

$$G = 5.12 \text{ KN/m}^2 \quad Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$$

$$1- \begin{cases} Q \leq 2 G \Rightarrow (1.5 < 10.24) \dots\dots\dots c.v \\ Q \leq 500 \text{ Kg/m}^2 \Rightarrow 150 < 500 \text{ Kg/m}^2 \dots\dots\dots c.v \end{cases}$$

2- Inertie constante (I).....c.v

3-

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \dots\dots\dots c.v$$

4- Fissuration peu nuisiblec.v

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1500}{1500 + 6130} = 0.196$$

– Calcul des moments :

1. Les moments en travées :

Type 1.2.3 et 4 pour Etage courant :

$$0.8 \leq 4.50/4.80 = 0.93 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 4.80/4.50 = 0.93 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 4.50/4.80 = 0.93 \leq 1.25$$

$$0.8 \leq 4.80/4.50 = 0.93 \leq 1.25$$

Type 1.2.3 et 4 Terrasse inaccessible :

$$0.8 \leq 4.50/4.80 = 0.93 \leq 1.25 \dots\dots\dots (c.v).$$

Tout les conditions vérifier alors la méthode forfaitaire applicable.

– Calcul des moments :

2. Le moment isostatique :

$$M_0 = \frac{P \cdot l^2}{8}$$

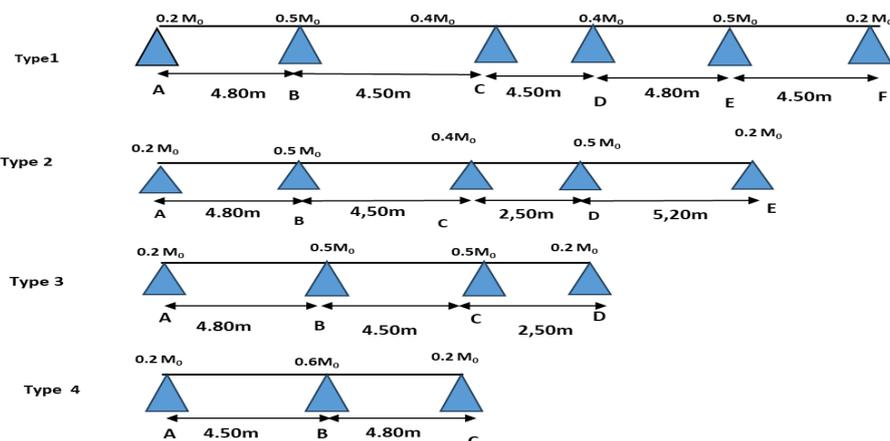
3. Les moments en appuis :

0.2M₀ pour appui de rive.

0.5M₀ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus deux travées.

0.4 M₀ pour appui voisins des appuis de rive pour poutre de plus trois travées.

– Calcul de moment :



La travée de rive :
$$\begin{cases} M_t = \max (1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) \left(-\frac{Mg+Md}{2}\right) \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \end{cases}$$

La travée d'intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t = \max (1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) \left(-\frac{Mg + Md}{2}\right) \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée de intermediaire)} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{100}{100+613} = 0.14$$

4. Le moment isostatique : $M_0 = \frac{P \cdot l^2}{8}$

Prenons comme Exemple le type 4 :

$$M_0 = \frac{6.53 \times 4.80^2}{8} = 18.80$$

5. Les moments en appuis : $M_e = 0.2 \times 18.80 = 3.76$

$$M_w = 0.6 \times 18.80 = 11.28$$

– **Calcul de moment:**

La travée de rive :
$$\begin{cases} M_t = \max (1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0) \left(-\frac{Mg+Md}{2}\right) \\ \frac{1.2+0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée de rive)} \end{cases}$$

La travée d'intermédiaire :

$$\begin{cases} M_t = \max (1.05 M_0; (1 + 0.3\alpha)M_0 - \frac{Mg + Md}{2}) \\ \frac{1 + 0.3\alpha}{2} M_0 \text{ (travée de intermediaire)} \end{cases}$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{100}{100+613} = \mathbf{0.14}$$

Exemple :

$$(1+0.3 \times 0.14) 18.80 = 19.58 ; \frac{1+0.3 \times 0.14}{2} 18.80 = 9.79 ; \text{Max} = 19.74$$

$$M_t = \max (1.05 \times 18.80) = 19.74 - \frac{3.65 + 11.28}{2} = 12.27$$

Type	Travée	L	P _U	M ₀	M _e	M _w	M _t
Type1	A-B	4.80	6.53	18.80	3.76	9.40	13.16
	B-C	4.50	6.53	16.52	8.26	6.60	10.06
	C-D	2.50	6.53	5.10	2.04	2.04	3.31
	D-E	5.20	6.53	22.07	8.82	11.03	13.24
	E-F	5.20	6.53	22.07	11.03	4.41	15.45

Type2	A-B	4.80	6.53	18.80	3.76	9.40	13.16
	B-C	4.50	6.53	16.52	8.26	6.60	9.91
	C-D	2.50	6.53	5.10	2.04	2.55	3.05
	D-E	5.20	6.53	22.07	11.03	4.41	15.45
Type3	A-B	4.80	6.53	18.80	3.76	9.40	13.16
	B-C	4.50	6.53	16.52	8.26	8.26	9.08
	C-D	2.50	6.53	5.10	2.55	1.02	3.56
Type4	A-B	4.80	6.53	18.80	3.65	11.28	12.27
	B-C	4.50	6.53	16.52	9.91	3.30	10.73

Tableau .III.11. Etude de plancher terrasse a ELU

Type	Travée	L	P_{ser}	M_0	Me	Mw	M_t
Type1	A-B	4.80	4.74	13.65	2.73	6.82	9.55
	B-C	4.50	4.74	11.99	5.99	4.79	7.20
	C-D	2.50	4.74	3.70	1.48	1.48	2.40
	D-E	5.20	4.74	16.02	6.40	8.01	9.61
	E-F	5.20	4.74	16.02	8.01	3.20	11.21
Type2	A-B	4.80	4.74	13.65	2.73	6.82	9.55
	B-C	4.50	4.74	11.99	5.99	4.79	7.20
	C-D	2.50	4.74	3.70	1.48	1.85	2.21
	D-E	5.20	4.74	16.02	8.01	3.20	11.21
Type3	A-B	4.80	4.74	13.65	2.73	6.82	9.55
	B-C	4.50	4.74	11.99	8.26	8.26	4.32
	C-D	2.50	4.74	3.70	2.55	1.02	2.10
Type4	A-B	4.80	4.74	13.65	2.73	6.82	9.55
	B-C	4.50	4.74	11.99	7.19	2.39	7.79

Tableau .III.12. Etude de plancher terrasse a ELS

Type	Travée	L	P_U	M_0	Me	Mw	M_t
Type1	A-B	4.80	6.18	17.79	3.55	8.89	12.45
	B-C	4.50	6.18	15.64	7.82	6.25	9.38
	C-D	2.50	6.18	4.82	1.92	1.92	3.14
	D-E	5.20	6.18	20.88	8.35	10.44	12.52

	E-F	5.20	6.18	20.88	10.44	4.17	14.61
Type2	A-B	4.80	6.18	17.79	3.55	8.89	12.45
	B-C	4.50	6.18	15.64	7.82	6.25	9.38
	C-D	2.50	6.18	4.82	1.92	2.41	2.90
	D-E	5.20	6.18	20.88	10.44	4.17	14.61
Type3	A-B	4.80	6.18	17.79	3.55	8.89	12.45
	B-C	4.50	6.18	15.64	7.82	7.82	8.60
	C-D	2.50	6.18	4.82	2.41	0.96	3.37
Type4	A-B	4.80	6.18	17.79	3.55	8.89	12.45
	B-C	4.50	6.18	15.64	7.82	3.12	10.95

Tableau .III.14. .Etude de plancher Etage courante a ELU

Type	Travée	L	P _{ser}	M ₀	Me	Mw	M _t
Type1	A-B	4.80	4.47	12.87	2.57	6.43	9.01
	B-C	4.50	4.47	11.31	5.65	4.52	6.78
	C-D	2.50	4.47	3.49	1.39	1.39	2.27
	D-E	5.20	4.47	15.10	6.04	7.55	9.05
	E-F	5.20	4.47	15.10	7.55	3.02	10.56
Type2	A-B	4.80	4.47	12.87	2.57	6.43	9.01
	B-C	4.50	4.47	11.31	5.65	4.52	6.78
	C-D	2.50	4.47	3.49	1.39	1.74	2.09
	D-E	5.20	4.47	15.10	7.55	3.02	10.56
Type3	A-B	4.80	4.47	12.87	2.57	6.43	9.01
	B-C	4.50	4.47	11.31	5.65	5.65	6.22
	C-D	2.50	4.47	3.49	1.74	0.69	2.44
Type4	A-B	4.80	4.47	12.87	2.57	7.72	8.36
	B-C	4.50	4.47	11.31	6.78	2.26	7.35

Tableau .III.15. .Etude de plancher Etage courante a ELS

– Calcul des efforts tranchants : (ch. 3 §III.4) BAEL91/99

$$a = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_e + M_T}{M_w + M_T}}}$$

$$b = L \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{M_w + M_T}{M_e + M_T}}}$$

$$V_w = -2 \frac{M_w + M_t}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \frac{M_e + M_t}{b}$$

Exemple : Type4

$$a = 4.80 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{3.65 + 12.27}{11.28 + 12.27}}} ; a = 2.63\text{m}$$

$$b = 4.80 \frac{1}{1 + \sqrt{\frac{11.28 + 12.27}{3.65 + 12.27}}} ; b = 2.16 \text{ m}$$

$$V_w = -2 \frac{9.40 + 19.74}{a} \quad \text{et} \quad V_e = 2 \frac{3.76 + 19.74}{b} ; V_w = -17.90 \text{ KN et } V_e = 14.74 \text{ KN}$$

Tableau.III.17. récapitulatif des efforts tranchants ELU

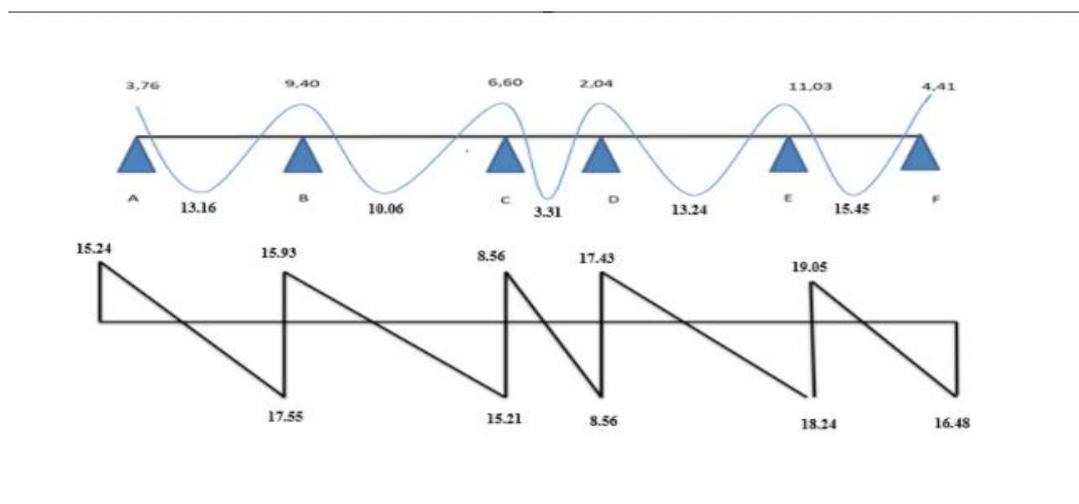
Type	Travée	L	A(m)	B(m)	Ve(kN)	Vw(kN)
Type1	A-B	4.80	2.57	2.22	15.24	-17.55
	B-C	4.50	2.19	2.30	15.93	-15.21
	C-D	2.50	1.25	1.25	8.56	-8.56
	D-E	5.20	2.66	2.53	17.43	-18.24
	E-F	5.20	2.41	2.78	19.05	-16.48
Type2	A-B	4.80	2.57	2.22	15.24	-17.55
	B-C	4.50	2.19	2.30	15.93	-15.21
	C-D	2.50	1.27	1.22	8.34	-9.18
	D-E	5.20	2.41	2.78	19.05	-16.48
Type3	A-B	4.80	2.57	2.22	15.24	-17.55
	B-C	4.50	2.25	2.25	15.41	-15.41
	C-D	2.50	1.16	1.33	9.18	-7.90
Type4	A-B	4.80	2.63	2.16	14.74	-17.90
	B-C	4.50	2.03	2.46	16.78	-13.82

Tableau.III.18. récapitulatif des efforts tranchants ELS

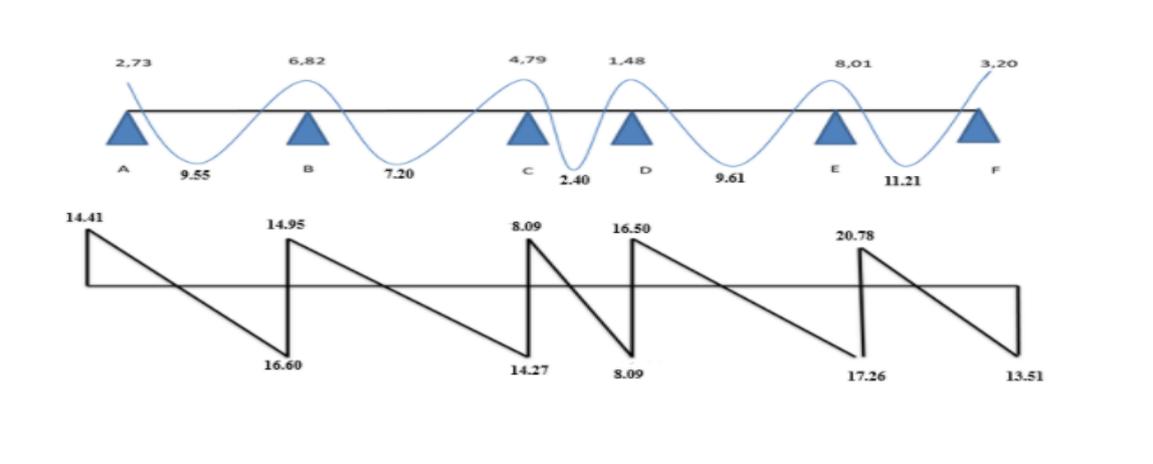
Type	Travée	L	A(m)	B(m)	Ve(kN)	Vw(kN)
	A-B	4.80	2.57	2.22	14.41	-16.60
	B-C	4.50	2.19	2.30	14.95	-14.27

Type 1	C-D	2.50	1.25	1.25	8.09	-8.09
	D-E	5.20	2.66	2.53	16.50	-17.26
	E-F	5.20	2.78	2.41	20.78	-13.51
Type 2	A-B	4.80	2.57	2.22	14.41	-16.60
	B-C	4.50	2.19	2.30	14.95	-14.27
	C-D	2.50	1.28	1.21	7.96	-8.29
	D-E	5.20	2.78	2.41	20.78	-13.51
Type 3	A-B	4.80	2.57	2.22	14.41	-16.60
	B-C	4.50	2.25	2.25	14.59	-14.59
	C-D	2.50	1.15	1.34	8.26	-7.53
Type 4	A-B	4.80	2.57	2.22	14.41	-16.60
	B-C	4.50	2.08	2.41	15.57	-13.52

Type 1 :



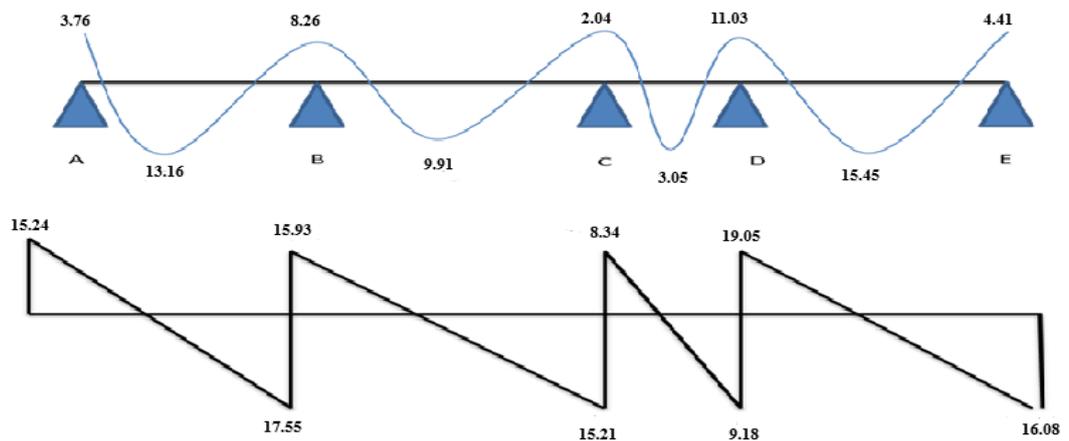
ELU



ELS

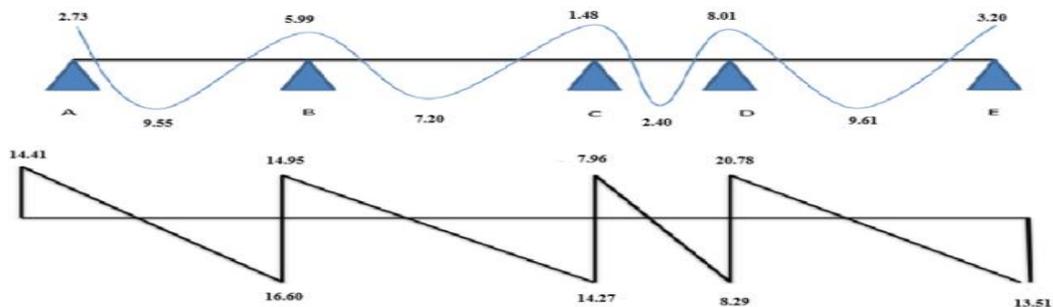
Figure.III.12. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS De plancher terrasse.

- Type 2 :



Activer Wind
Accédez aux paramètres

ELU



ELS

Figure.III.13. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS
De plancher terrasse.

– Type 3 :

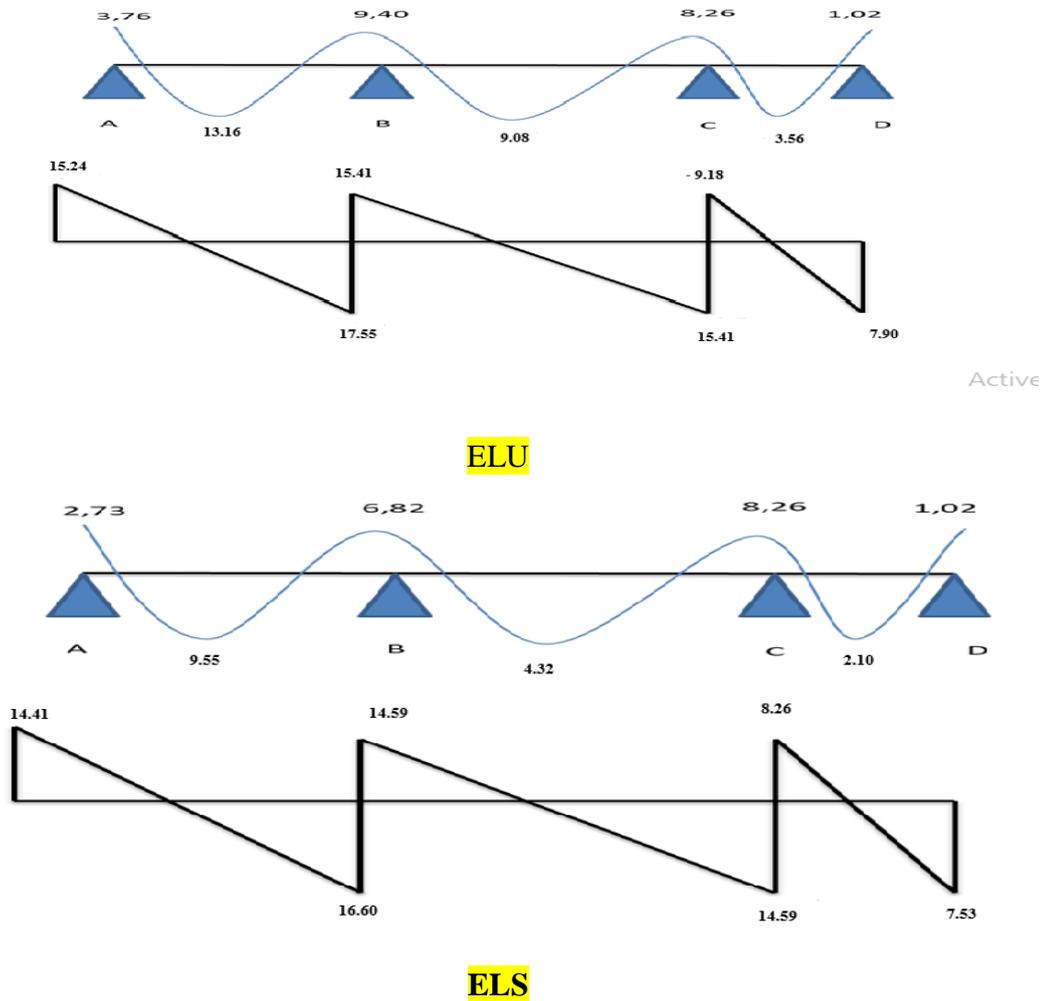
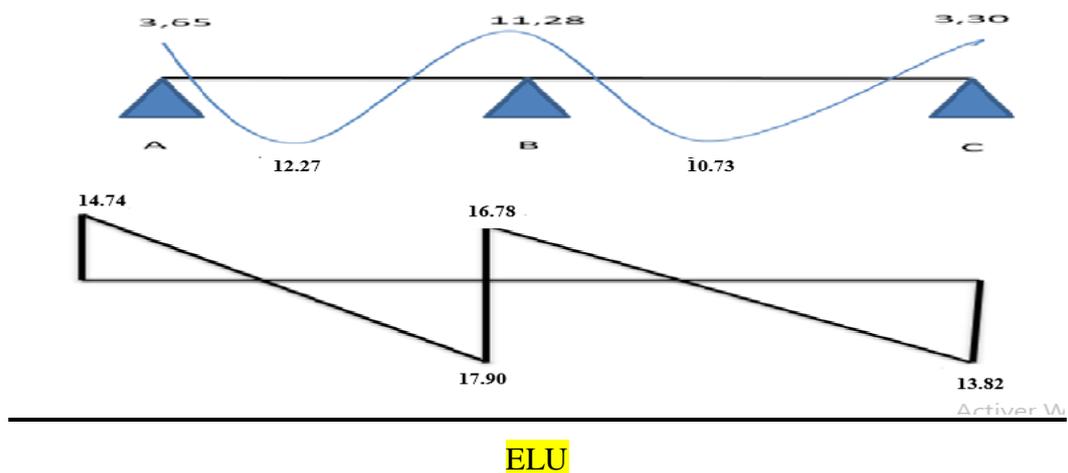
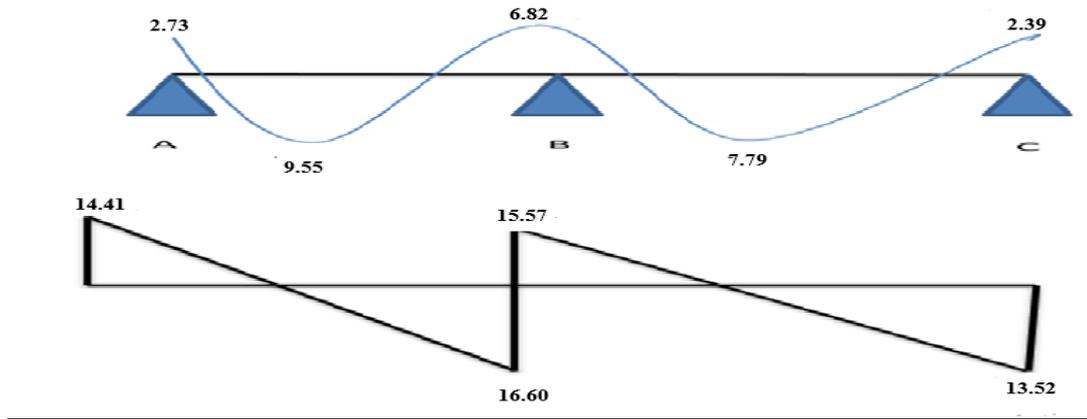


Figure.III.14. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS
De plancher terrasse.

– Type 4 :





ELS

Figure.III.16. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS
De plancher terrasse.

– **Calcul de ferrailage :**

6. Les moments max dans les types :

Tableau.III.19. récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux.

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
Terrasse	1	15.45	11.21	11.03	8.01	19.05	20.78
	2	15.45	11.21	11.03	8.01	19.05	20.78
	3	13.16	9.55	9.40	8.26	17.55	16.60
	4	12.27	9.55	11.28	7.19	17.90	16.60

$$E. L. U : \begin{cases} M_t = 15.45 \text{ KN.m} \\ M_a = 11.28 \text{ KN.m} \\ T_u = 19.05 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$E. L. S : \begin{cases} M_t = 11.21 \text{ KN.m} \\ M_a = 8.26 \text{ KN.m} \\ T_s = 20.78 \text{ KN/m} \end{cases}$$

III.6.1. Les caractéristiques géométriques des poutrelles

– L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}$$

* $c_0 \geq 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable).BAEL91.A.7.1

$$*\phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$$

$$\begin{cases} b = 65 \text{ cm} \\ h = 20 \text{ cm} \\ d = 17 \text{ cm} \end{cases}$$

$$\begin{cases} b_0 = 10 \text{ cm} \\ h_0 = 4 \text{ cm} \\ c = 3 \text{ cm} \end{cases}$$

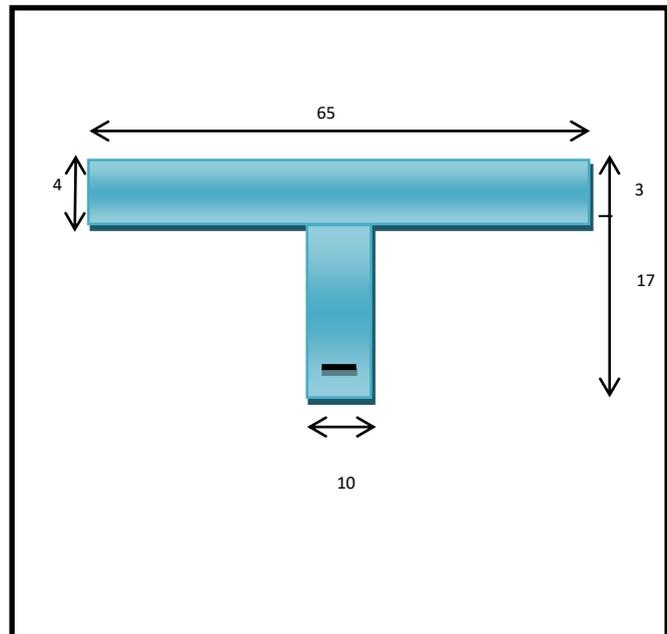


Figure .III.16. Section de ferrailage de poutrelle.

III.6.2.Calcul des armatures longitudinales

– ELU

1. En travées :

$$M_t^{\max} = 15.45 \text{ KN.m} = 15450 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

$$\begin{aligned} M_{Tab} &= \bar{\sigma}_b \cdot b \cdot h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right) \\ &= 14.2 \times 65 \times 4 \left(17 - \frac{4}{2} \right) = 55380 \text{ N.m} \end{aligned}$$

$$M_t^{\max} = 15450 \text{ N.m} < 55380 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T " sera calculée comme une section rectangulaire de largeur

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

2. En appuis :

$$M_{\text{appui}}^{\max} = -11.28 \text{ KN.m} \Rightarrow M_{\text{appui}} < 0$$

Le moment sur appuis est négatif donc le béton de la dalle se trouve dans la partie tendue, alors nous considérons une section rectangulaire de largeur $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8}, \quad \beta = 1 - 0.4\alpha, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}$$

Tableau.III.20. Récapitulatif Des Résultats :

Elements	M (KN,m)	μ	μ_1	α	β	A (cm ²)
sur appuis	11280	0.042	0.392	0.053	0.978	1.94
sur travée	15450	0.057	0.392	0.073	0.970	2.69

– Vérification

- Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1)

$$f_{ij} = f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$$

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

1. En travée : $A_{min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm}^2$
2. En appuis : $A_{min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.205 \text{ cm}^2$

- Pourcentage minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4)

$$A'_{min} \geq 0,001 \times b \times h$$

1. En travée : $A'_{min} \geq 0,001 \times 65 \times 20 = 1.3 \text{ cm}^2$
2. En appuis : $A'_{min} \geq 0,001 \times 10 \times 20 = 0.2 \text{ cm}^2$

Tableau.III.21. Récapitulatif Du Ferrailage : $A = \max(A_{calcul} ; A_{min} ; A'_{min})$

Elément	$A_{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A'_{min} \text{ (cm}^2\text{)}$	A (cm ²)	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	2.69	1,33	1,3	1.33	2T14 = 3.08
Appui	1.94	0,205	0,2	0.74	1T16 = 2.01

– Vérification a l'état limite de service :

En considère que la fissuration est peu préjudiciable la vérification ce fait comme suite :

- Calcule de (y1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit : $\frac{bY_1^2}{2} - 15A(d - y_1) = 0$

La résolution de cette équation est résumée comme suit $D = 15 \frac{A}{b}$; $E = 2 D . d$

$$Y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} \alpha_1 = \frac{Y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} K_1 = 15 \frac{(1 - \alpha_1)}{\alpha_1}$$

$$\sigma_s = \frac{M}{\alpha_1 \beta_1 d} \sigma_b = \frac{2M}{\alpha_1 \beta_1 d^2 b}$$

– **Vérification de la contrainte limite de cisaillement : BAEL 91(art. A.5.1.1)**

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 . d}$$

V_u : La valeur de calcul de l'effort tranchant vis-à-vis d'E.L.U.

b_0 : Désigne de largeur de l'âme.

d : La hauteur utile de la nervure.

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{b_0 . d} = \frac{19050}{100 \times 170} = 1.12 MPa$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 MPa \right) \text{ Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1, 211)).}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \times \frac{25}{1.5} ; 5 MPa \right) \Rightarrow \bar{\tau}_u = \min(3.33 ; 5 MPa) \Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 MPa$$

$$\Rightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 > \tau_u = 1.12 \Rightarrow \text{Condition et vérifier.}$$

- **Diamètre minimale Φ :BAEL91 (A.7.2, 2)**

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{h_t}{35} ; \phi_l ; \frac{b_0}{10} \right).$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min \left(\frac{ht}{35}, \phi_l, \frac{b_0}{10} \right) = \left(\frac{200}{35}, 12, \frac{100}{10} \right)$$

$$\Rightarrow \phi_t \leq \min(5.71, 12, 10)$$

Soit $\phi_t = 6 \text{ mm}$.

Donc en adopte des cadres $\phi 6$ d'où : $A_t = 2 \phi 6 = 0.57 \text{ cm}^2$; de nuance FeE235

- **Espacement des cadres : BAEL91 (A.5.1, 22)**

$$* St_1 \leq \min(0.9d, 40 \text{ cm}) \Rightarrow \min(0.9 \times 17; 40 \text{ cm}) = 15.3 \text{ cm.}$$

$$* St_2 \leq \frac{A_t F_e}{0.4 b_0} = \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.49 \text{ cm.}$$

$$* St_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \cdot f_e}{\gamma_s b_0 (\tau_u - K \cdot 0.3 \times f_{t28})} \dots \dots \dots \text{ Avec } K = 1 \text{ (en flexion simple)}$$

$$St_3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 \times (1.12 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 21.39 \text{ cm}$$

$$\text{Soit } St \leq \min(St_1, St_2, St_3) \Rightarrow St \leq 15.3$$

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

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : BAEL91 (A.5.1, 313)**

Sur un appui de rive ou intermédiaire on vérifie que l'on a :

$$V_u \leq \frac{0.8 \times b_0 \times a \times f_{c28}}{\gamma_b \times 2}$$

Au maximum $a = 0.9d = 0.9 \times 17 = 15.3 \text{ cm}$

$$V_u = 19050 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 15.3 \times 2500}{1.5 \times 2} = 102000 \text{ N} \dots \dots \dots \text{ CV}$$

Au droit d'appui simple, la section A des armatures longitudinales inférieures doit être telle

$$\text{que l'on ait : } A \geq \gamma_s \frac{V_s}{f_e}$$

$$A = 3.08 \text{ cm}^2. \quad A = 308 \text{ mm}^2.$$

$$y_s \frac{V_s}{f_e} = 1.15 \times \frac{19050}{400} = 54.76 \text{ mm}^2$$

$$A = 308 \text{ mm}^2 \geq 54.76 \text{ mm}^2 \dots \dots \text{ C.V}$$

- **La dalle mince (Table de compression) : BAEL91 (B.6.8, 423)**

Le hourdis doit avoir un quadrillage de barres dont les dimensions de mailles sont définies comme suit :

- ✓ 20 cm (5 p.m.) pour les armatures perpendiculaires aux nervures.
- ✓ 33 cm (3 p.m.) pour les armatures parallèles aux nervures.
- ✓ $FeE400 f_e = 400 \text{ MPa}$

L'écartement L entre axes des nervures égale à 65 cm donc :

$$A_{\perp} = \frac{4 \cdot L_n}{f_e}$$

$$A_{\perp} = (4 \times 65) / 400 = 0.65 \text{ cm}^2$$

On adapte 5Ø5 = 0.98 cm²

- **Espacement :**

n : nombres des barres.

$$S_t = 100/n = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

Soit : S_t=20cm

- **Pour les armatures parallèles aux nervures :**

$$A_{//} = A_{\perp} / 2 = 0.98 / 2 = 0.49$$

On adopte 3Ø5 = 0.59cm²

- **Espacement:**

$$S_t = 100/n = 100/3 = 33.33 \text{ cm}$$

$$S_t = 30 \text{ cm}$$

Donc on choisit un quadrillage dont la maille est de dimension (20×30) cm².

– **Vérification de la flèche : (BAEL91 B.6.8.424)**

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{15M_0} \rightarrow \frac{20}{450} = 0.0447 \leq \frac{15450}{15 \times 22070} = 0.0466 \dots \dots \dots CV \\ \frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \rightarrow \frac{4.02}{65 \times 17} = 0.003 \leq 0.009 \dots \dots \dots CV \\ \frac{h}{L} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow \frac{20}{450} = 0.0447 \geq \frac{1}{22.5} = 0.044 \dots \dots \dots CV \end{array} \right.$$

III.7. Présentation du ferrailage

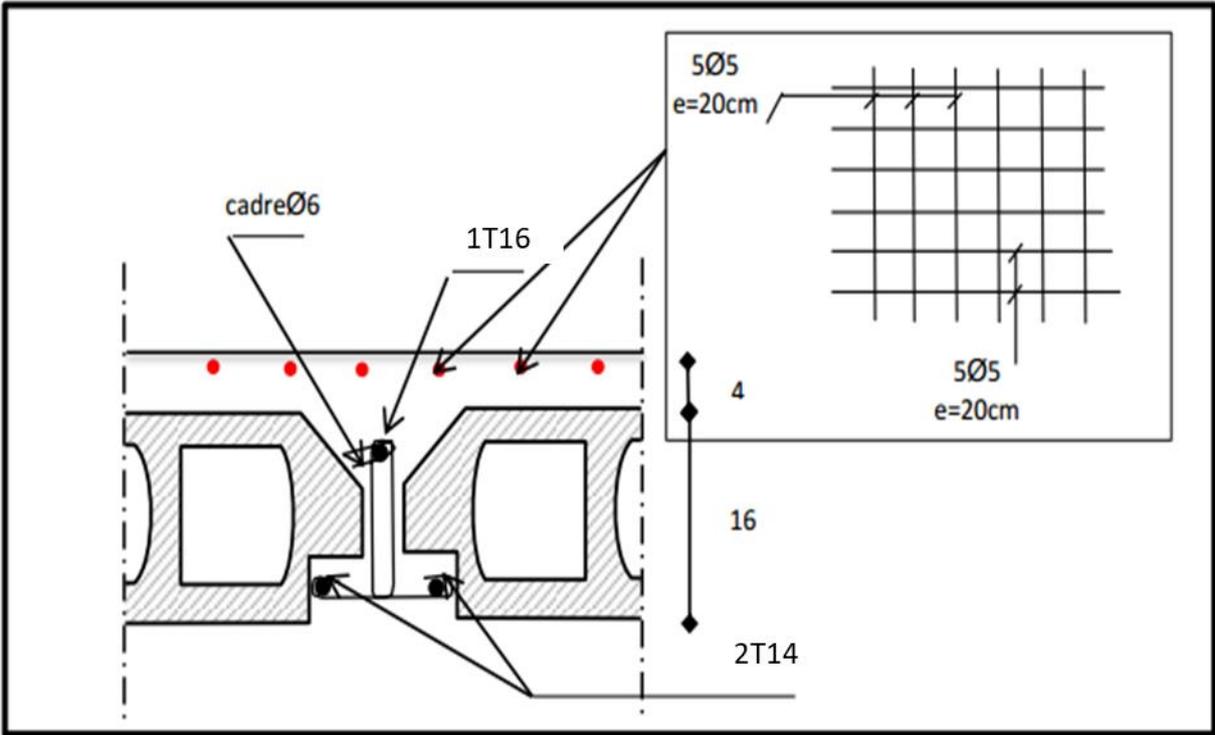
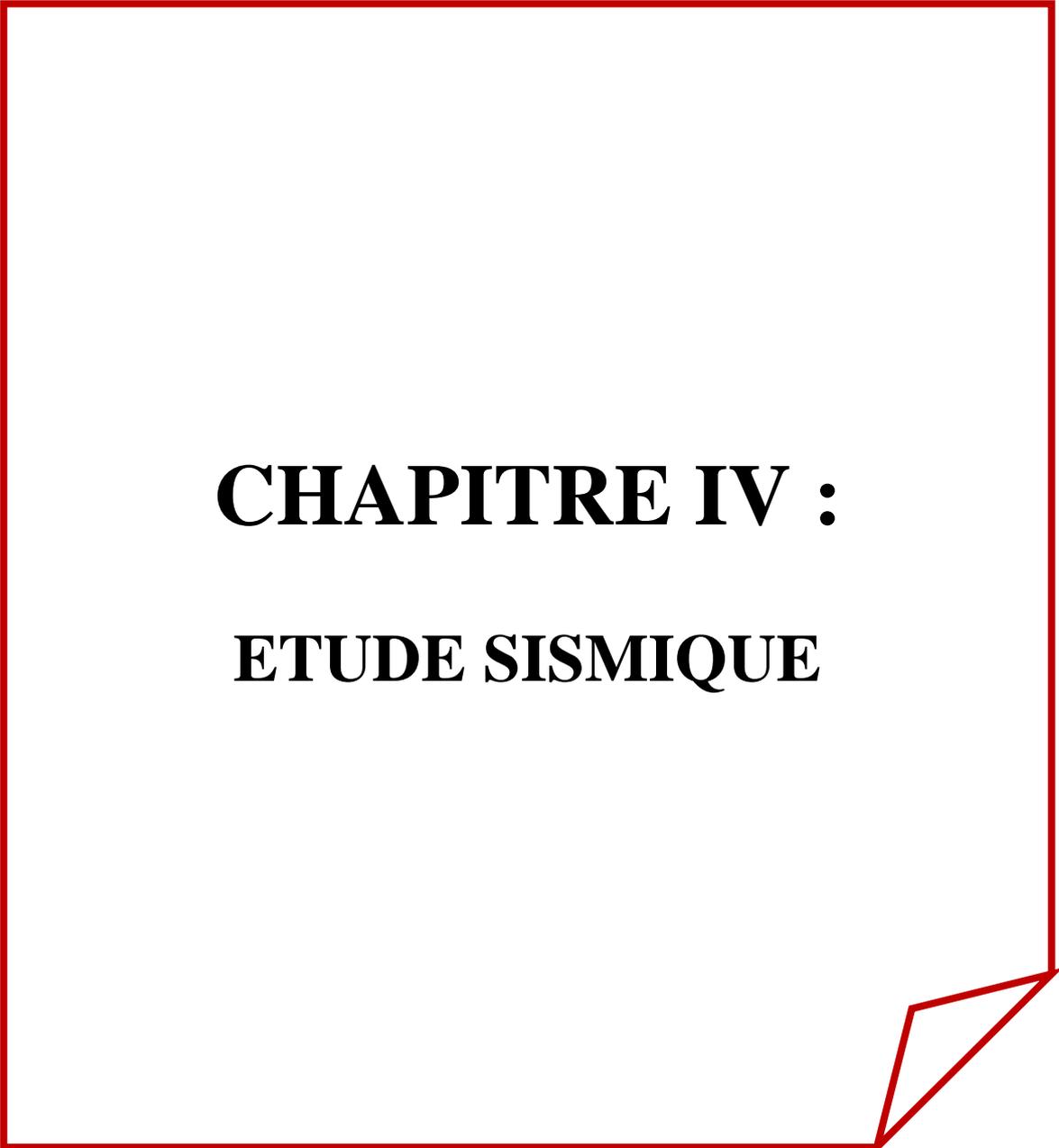


Figure.III.18. Schéma de ferrailage de poutrelle.



CHAPITRE IV :
ETUDE SISMIQUE

IV. Etude sismique :

IV.1. Introduction :

Les tremblements de terre, ou séismes, font vibrer le sol. Cela vient de fissures profondes dans la roche cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques. Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2. Méthode de calcul : RPA99 (Art. 4.1.1)

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; ces forces peuvent être déterminées par trois méthodes qui sont les suivantes :

- la méthode statique équivalente ;
- la méthode d'analyse modale spectrale ;
- la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

IV.2.1. Méthode statique équivalente:

- Principe:

Dans cette méthode RPA propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et Considérées appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.2.2. Méthode d'analyse modale spectrale:

- Principe :

Par cette méthode, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

IV.3. Calcul Des Actions Sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):

IV.3.1. Présentation du logiciel de calcul :

Le logiciel de calcul adopté pour effectuer cette Analyse, et logiciel **ROBOTStructural analyses Professional**.

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures.

-Description de 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 charge automatique et rapide.
- Calcul automatique de centre de Torsion et centre de Masse ainsi que la prise en compte implicite de l'excentricité accidentelle.
- Les voiles sont modélisés comme des éléments (dalle) à (04 nœuds).
- Les Poteaux et les Poutres sont modélisés comme des éléments (barre) à (02 nœuds), (chaque nœud ayant (06) degré de liberté).
- Les Plancher sont considérés rigides dans leur plans et sont simulés par des diaphragmes.

-buts de l'analyse dynamique:

-Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.

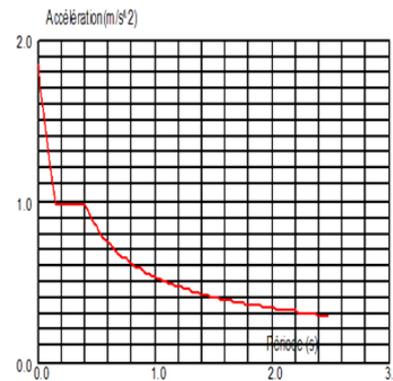
-Déterminer les modes et les périodes propres.

ROBOT considère un modèle brochette encastré à la base où les masses sont considérées concentrées au niveau de chaque plancher.

-La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharges d'exploitation ($\beta = 0,2$) **tab.4.5.RPA99-v2003**.

IV.3.2. Détermination des paramètres du spectre de réponse:

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$



- Coefficient d'accélération A:

- Zone(IIa) D'après la classification sismique de wilaya de jijel(RPA 99)

- Groupe d'usage 2 puisque sa hauteur totale ne dépasse pas 48m.

Alors d'après les deux critères précédents on obtient **A = 0.15**

- Coefficient de comportement global de la structure R :

La valeur de R est donnée par le tableau 4.3 R.P.A99/v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans l'article 3.4 du R.P.A99/2003

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé.

Alors le coefficient de comportement global de la structure égale à : **R = 3.5**

- Facteur de correction d'amortissement "η":

$$\xi = 7 \% \longrightarrow \text{Donc : } \eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88 \geq 0.7 \longrightarrow \eta = \mathbf{0.881}$$

- Période T1 et T2 du site considéré:

$$\begin{cases} T1 = 0.15 s \\ T2 = 0.40 s \end{cases}$$

- Facteur de qualité Q :

Tableau IV.1 :valeurs des pénalités P_q .

Critère q »	P_q	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	• 0	0,05
2. Redondance en plan	• 0	0,05
3. Régularité en plan	0	• 0,05
4. Régularité en élévation	• 0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	• 0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	• 0,10

Alors à partir de tableau on trouve: $Q = 1.2$

3.3. Nombre de modes à considérer:

D'après RPA99-v2003 (Art:4.3.4-a) :

Pour les structure représentées par des modèles plans de deux directions orthogonales, le nombre de Vibration a retenir dans chacune des deux directions de l'excitation doit être tel que :

- _ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale a**90%** au moins de la masse totale de la structure.
- _ Ou que les modes ayant un masse model effective supérieure a **05%** De la masse Totale de la structure soient retenus pour les déterminations de la réponse totales de la structure.
- _ Le minimum de modes à retenir est de trois dans chaque direction considérée.

Analyse de la structure :

Premier variante :

Après l'Analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tire les résultats suivant :

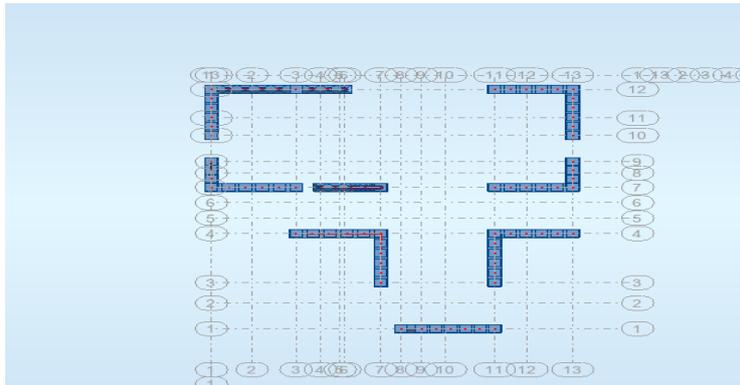


Figure IV.1 : Premier variante des voiles.

- Périodes et factures de participation massique modale :

Tableau IV.2 : Périodes et factures da participation massique modale(Premier variante).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	Masses Cumulées UZ [%]
3/ 1	1,44	0,69	0,79	63,96	0,0
3/ 2	1,76	0,57	18,52	65,97	0,0
3/ 3	1,91	0,52	57,23	66,23	0,0
3/ 4	2,21	0,45	65,66	66,25	0,0
3/ 5	2,68	0,37	66,07	67,50	0,0
3/ 6	3,29	0,30	66,49	67,77	0,0
3/ 7	3,54	0,28	66,64	68,06	0,0
3/ 8	3,73	0,27	67,49	70,65	0,0
3/ 9	3,81	0,26	69,26	75,12	0,0
3/ 10	3,87	0,26	72,83	76,18	0,0

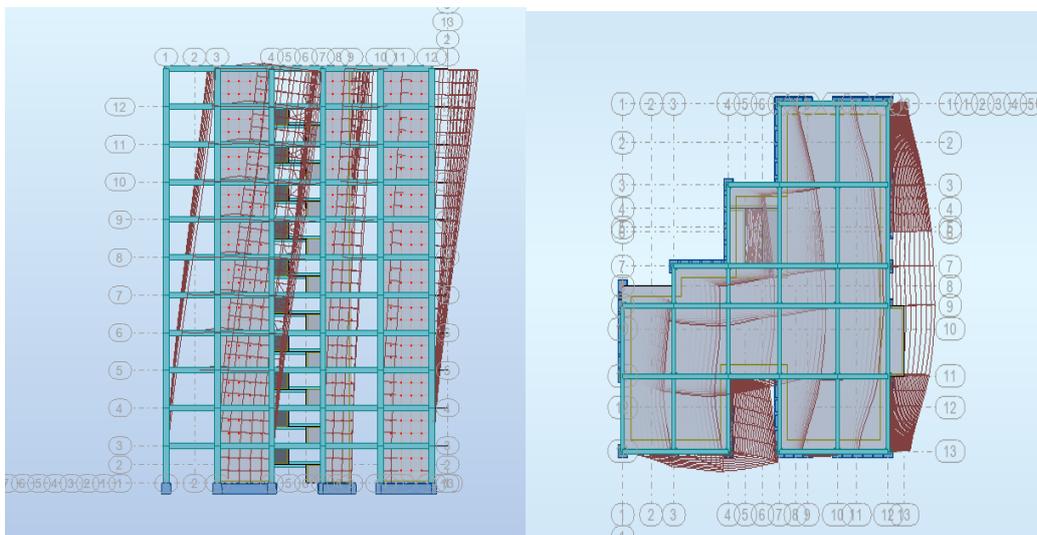
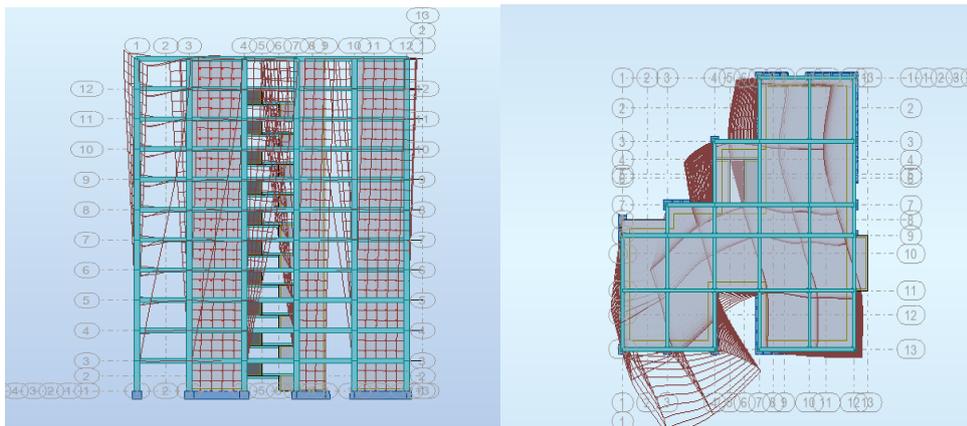
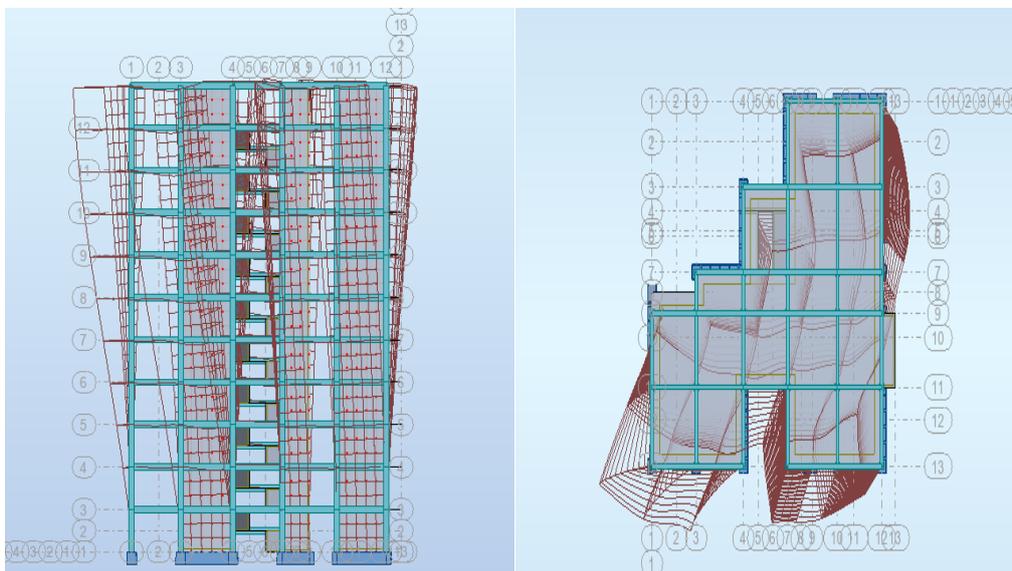


Figure IV.2 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).**Figure IV.3 :** Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).**Figure IV.4 :** Troisième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan(deuxième variante).

➤ **Remarque:**

L'analyse dynamique de la structure nous a permis d'obtenir les résultats suivants:

- La période fondamentale $T_y(\text{dyn})=0.69 \text{ s}$
- La période fondamentale $T_x(\text{dyn})=0.57 \text{ s}$

RPA99/version 2003 préconise (Art 4.2.4), qu'il faut que la valeur de T_{dyn} calculée par la méthode numérique, ne dépasse pas la valeur $T = 0,05 \times 33.66^{\frac{3}{4}} = 0.69$. Estimée par les méthodes empiriques appropriées de plus de 30%.

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{22.20}} = 0.64 \text{sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{23.10}} = 0.63 \text{sec}$$

On a : $1,3 \times T_{ex} = 1,3 \times 0.64 = 0.83 \text{s}$

$1,3 \times T_{ey} = 1,3 \times 0.63 = 0.819 \text{s}$

$T_{ex} < T_x(\text{dyn}) < 1.3 \times T_{ex} = 0.64 < 0.69 < 0.83 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$

$T_{ey} < T_y(\text{dyn}) < 1.3 \times T_{ey} = 0.63 < 0.57 < 0.819 \dots \dots \dots \text{condition non vérifiée}$

• **Interprétation :**

- Le 1^{ème} mode de translation à Y-Y ($U_Y = 63.96\%$).
- Le 2^{ème} mode de translation à X-X ($U_X = 18.52\%$).

-La solution :

Proposition :

- On change les positions et dimensions des voiles.

Deuxième Variante

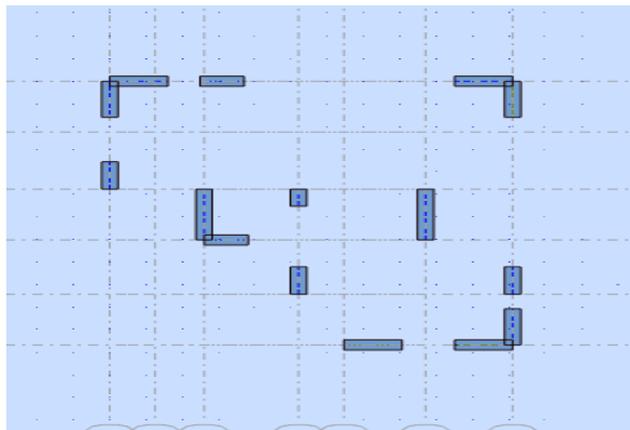


Figure IV.5 : Deuxième variante des voiles

- **Périodes et factures de participation massique modale :**

Tableau IV.3: Périodes et factures de participation massique modale(deuxième variante).

Cas/Mode	Fréquence [Hz]	Période [sec]	Masses Cumulées UX [%]	Masses Cumulées UY [%]	M Cum
3/ 1	1,27	0,78	68,63	2,12	
3/ 2	1,40	0,71	70,98	68,75	
3/ 3	2,11	0,48	71,95	68,77	
3/ 4	4,59	0,22	86,13	68,82	
3/ 5	5,64	0,18	86,16	85,78	
3/ 6	7,77	0,13	86,26	85,89	
3/ 7	9,03	0,11	86,26	85,89	
3/ 8	9,18	0,11	90,88	85,89	
3/ 9	9,70	0,10	91,37	85,89	
3/ 10	10,73	0,09	91,51	85,89	

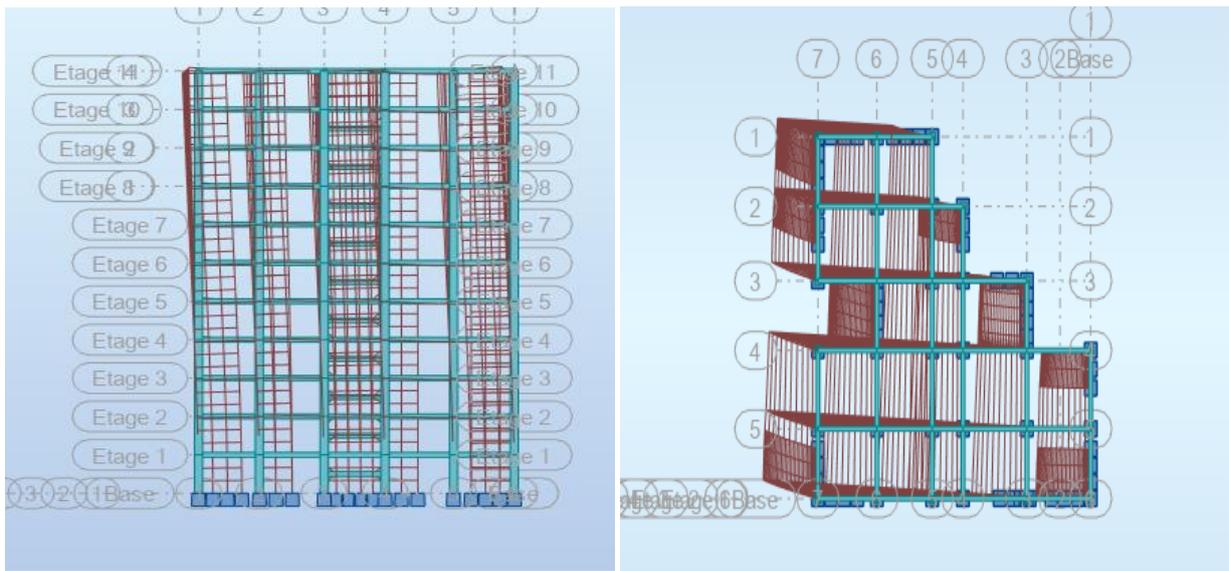


Figure IV.6 : Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

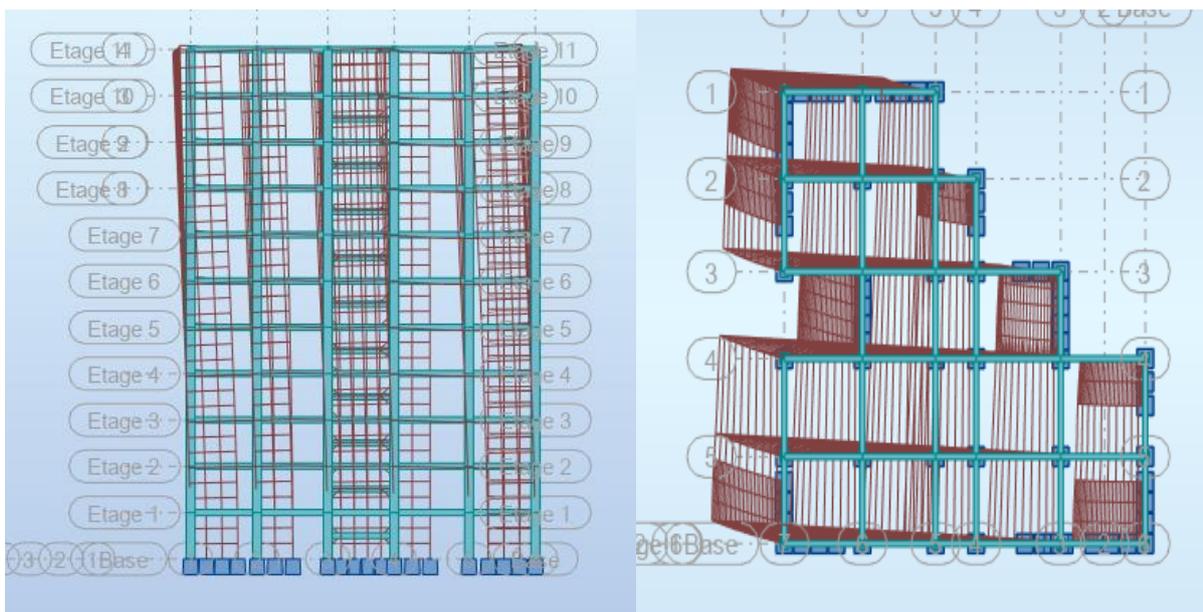


Figure IV.7 : Deuxième mode de vibration. Vue 3D et vue en plan (deuxième variante).

Conclusion:

- ✓ La période fondamentale de la structure $T_y = 0.78$.
- ✓ le 1^{er} mode est un mode translation selon l'axe X avec 70,98% de participation de masse modale couplé ($U_y = 2,12\%$) < (5%).
- ✓ le 2^{eme} mode est un mode translation selon l'axe Y avec 68,75% de participation de masse modale couplé ($U_x = 2,35\%$) < (5%).
- ✓ le 3^{eme} mode avec une légère il faut translation.
- ✓ Il faut de 10 modes pour atteindre les 90 % de participation de masse modale exigée par le RPA 2003 Art (4.34).

1. Distribution des Forces Sismiques :

L'effort tranchant au niveau e l'étage K est donné par la formule :

$$K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i \text{RPA2003 (4-12) page 32}$$

Tableau IV.4 : l'effortsreduits sur les poteaux et les voiles

FX [kN]	FX sur les poteaux [kN]	FY [kN]	FY sur les poteaux [kN]	FZ[kN]	FZ sur les voiles [kN]
2650,86	636,00	2772,4	693,09	-60990,78	-23579,53

- **Justification selon RPA 99-v2003 (Art : 3.4.4a)**

- ✓ Que les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations.

Dues aux charges verticales (.de logiciel ROBOT).

$$\frac{F_z \text{Voile}}{F_z \text{Totale}} = \frac{23579,53}{60990,78} = 38.66\% > 20\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- ✓ Que les portiques doivent reprendre au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

$$\frac{F_x \text{Poteau}}{F_x \text{Totale}} = \frac{636,00}{2650,86} = 0.24\% < 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

$$\frac{F_{y,Poteau}}{F_{y,Totale}} = \frac{693,09}{2772,4} = 25,00\% < 25\% \longrightarrow \text{Condition vérifié.}$$

- **Effort tranchant de la base :**

$$V_x = 4004,08 \text{ kn} \quad ; \quad V_y = 3944,67 \text{ kn.}$$

- ❖ **Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure**

- ❖ **Résultante des forces sismiques à la base V_t**

Cette dernière est obtenue par la combinaison des valeurs modales et elle ne doit pas être inférieure à 80 % de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente V , soit : $V_t > 0,8 V$. Suite à l'application du spectre de calcul dans les deux sens de la structure, les résultats sont comme suit :

- Effort sismique dans le sens X..... $V_t = V_x = 4004,08 \text{ kn}$
- Effort sismique dans le sens Y..... $V_t = V_y = 3944,67 \text{ kn}$

IV.4. Calcul Des Actions Sismiques

(Selon Méthode Statique Equivalente) : *R.P.A.99/V2003* (article : 4-2-3) (page : 44 ,45)

La force sismique totale V , appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$$

V : Effort tranchant à la base.

A : coefficient d'accélération de zone, donné par le tableau 4.1 suivant la zone

Sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Tableau IV.5: coefficient d'accélération de zone A.

Groupe	Zone			
	I	II a	II b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Zone II a, Groupe 2 \Rightarrow $A = 0.15$

D : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie de site, du Facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la Structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5 \eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5 \eta \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3.0 \text{ s} \end{cases}$$

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le **tableau 4.7**.

Avec T₁ ; T₂ : période caractéristique associée a la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7 du RPA99/ version 2003, (site meuble S3) :

$$T_1(S3) = 0.15\text{sec} \quad ; \quad T_2(S3) = 0.5\text{sec}$$

η : Facteur de correction d'amortissement donnée par la formule :

$$\eta = \sqrt{\left[\left(\frac{7}{2} \right) + \xi \right]} \geq 0.7$$

(Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau Constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages.

ξ : Est donné par le tableau 4.2 de RPA99-vr2003 (p = 46)

Tableau IV.6 : Valeurs de ξ (%)

	Portique		Voile-murs
Remplissage	Béton Armé	Acier	Béton Armé /maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	

$\xi = 7\%$ Donc : $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.881 \geq 0.7\eta = 0.881$

L'analyse dynamique de nous structure a permis d'obtenir les résultats suivants :

- La période fondamentale $T_y(\text{dyn}) = 0.78 \text{ s}$
- La période fondamentale $T_x(\text{dyn}) = 0.71 \text{ s}$
- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les **formules 4-6 et 4-7 du RPA99, version2003**

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'aux derniers niveaux (N).

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donnée par le **tableau (4,6) du RPA99, version2003 p31** → $C_T = 0,050$

D : la dimension du bâtiment mesuré a sa base dans la direction de calcul considérée

Donc
$$T = \min \left\{ C_T h_N^{3/4}; \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{D}} \right\}$$

$$T = 0.05 \times (33.66)^{3/4} = 0.69 \text{ sec}$$

$$T_x = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_x}} = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{22.20}} = 0.64 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_x = \min(0.69 ; 0.64) = 0.64 \text{ sec}$$

$$T_y = \frac{0.09 \times h_N}{\sqrt{L_y}} = \frac{0.09 \times 33.66}{\sqrt{23.10}} = 0.63 \text{ sec}$$

$$\Rightarrow T_y = \min(0.69 ; 0.63) = 0.63 \text{ sec}$$

$$T_{ex} < T_x(\text{dyn}) < 1.3 \times T_{ex} = 0.64 < 0.71 < 0.83 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

$$T_{ey} < T_y(\text{dyn}) < 1.3 \times T_{ey} = 0.63 < 0.78 < 0.81 \dots \dots \dots \text{condition vérifiée}$$

D'après l'article (4.2.4) de RPA99/version2003 :

Il y a lieu de retenir dans chaque direction considérée la plus petite des deux Valeurs, d'où :

- Sens longitudinale : $T_x = 0.71 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_x \leq 3.0 \text{ s}$)
- Sens transversale : $T_y = 0.78 \text{ s}$ ($T_2 \leq T_y \leq 3.0 \text{ s}$)

Donc: $T_x = 0.71 \text{ s}$, $T_y = 0.78 \text{ s}$

Alors la facture d'amplification dynamique moyenne :

$$D = 2.5 \times \eta \times (T_2/T)^{2/3}$$

$$D_x = 2.5 \times 0.881 \times (0.5/0.71)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_x = 1,74}$$

$$D_y = 2.5 \times 0.881 \times (0.5/0.78)^{2/3} \quad \Rightarrow \quad \mathbf{D_y = 1,63}$$

Q : Facture de Qualité :

Sa valeur et déterminer par la formule : $\mathbf{Q = 1 + \Sigma P_q}$

On trouve : $\mathbf{Q=1.2}$ \longrightarrow Tableau IV.1

R : coefficient de comportement global de la structure. Donnée par le tableau 4.3 RPA99

Structure voile pourtise =====> $\mathbf{R= 3.5}$

W : poids de la structure qui est égal à la somme des poids W_i calculés à chaque niveau (i)

par la formule: $W = \sum W_i$ avec $W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$

- W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes
- W_{Qi} : La charge d'exploitation
- β : Coefficient de pondération donné par le tableau 4.5 (RPA99-v2003)
- Pour un bâtiment a usage d'habitation ($\beta= 0.20$).

Le poids de chaque Niveau de la bâtiments et donnée par la logiciel ROBOT

Masse [kg]
528096,32
520150,49
522446,74
522446,74
522446,74
522446,74
522446,74
522446,74
522446,74
522446,74
516797,16
474856,34

Tableau IV.7 : Le poids total de la structure.

Donc : $W = 2250.56 \text{ t}$

Alors : $V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W$

Tableau récapitulatif :

Sens	A	R	D	Q	W (t)	V Statique(t)
Longitudinal (XX)	0,15	3.5	1,74	1.2	55868,75	4999,455
Transversal (YY)	0,15	3.5	1,63	1.2	55868,75	4683,3975

- Effort sismique dans le sens X, $V_{X_{dyn}} = 4004,08\text{kn}$.
- Effort sismique dans le sens Y, $V_{Y_{dyn}} = 3944,67\text{kn}$.

$$\frac{V_{dyn}}{V_{Stat}} > 0.8$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Sens longitudinal: } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{4004,08}{4999,455} = 80.09 > 80 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \\ \text{Sens transversal : } \frac{V_{dyn}}{V_{stat}} = \frac{421.36}{132.06} = 84.22 > 80 \longrightarrow \text{Condition Vérifier.} \end{array} \right.$$

IV.4.1. Distribution de la résulté de forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques a’ la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes : (art.4.2.5.RPA99_V2003)

$$V = F_t + \sum F_i$$

F_t : Force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivant :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Si } T > 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0.07 \times T \times V = 0.07 \times 0.78 \times 4004.08 \\ \text{Si } T \leq 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 0 \end{array} \right.$$

F_i : Les forces sont distribuées sur la hauteur de la structure selon la formule suivant :

$$F_i = \frac{(V - F_t) \times W_i \times h_i}{\sum (W_j \times h_j)}$$

Avec :

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i.

h_i : Niveau du plancher ou s’exerce la force i.

h_j : Niveau du plancher quelconque i.

W_i, W_j : Poids revenant

$$\boxtimes V_x = 0.07 \times 0.78 \times 4004.08$$

$$\boxtimes \text{ Si } T = 0.71 > 0.7 \text{ sec} \quad F_t = 130.99$$

Niveau	Wi	Hi	$V_x - Ft$	$Wi \times hi$	Fi
RDC	5522,72	3,06	3785,45723	16899,5232	63,5573138

1	5112,63	6,12	3785,45723	31289,2956	117,675721
2	5123,02	9,18	3785,45723	47029,3236	176,872297
3	5123,88	12,24	3785,45723	62716,2912	235,869317
4	5123,02	15,3	3785,45723	78382,206	294,787161
5	5123,89	18,36	3785,45723	94074,6204	353,804667
6	5123,02	21,42	3785,45723	109735,088	412,702025
7	5123,88	24,48	3785,45723	125432,582	471,738635
8	5123,02	27,54	3785,45723	141087,971	530,61689
9	5064,95	30,6	3785,45723	154987,47	582,891431
10	4304,72	33,66	3785,45723	144896,875	544,941775
			$\sum W_i \times h_i$	1006531,25	

☒ $V_y = 4210.36 \text{KN}$.

$F_t = 0.07 \times 0.78 \times 4210.36 = 229.88$

Niveau	Wi	Hi	$V_x - Ft$	$W_i \times h_i$	Fi
RDC	5522,72	3,06	3729,29102	16899,5232	62,6142907
1	5112,63	6,12	3729,29102	31289,2956	115,929723
2	5123,02	9,18	3729,29102	47029,3236	174,247978
3	5123,88	12,24	3729,29102	62716,2912	232,369638
4	5123,02	15,3	3729,29102	78382,206	290,413296
5	5123,89	18,36	3729,29102	94074,6204	348,555137
6	5123,02	21,42	3729,29102	109735,088	406,578614

7	5123,88	24,48	3729,29102	125432,582	464,739276
8	5123,02	27,54	3729,29102	141087,971	522,743933
9	5064,95	30,6	3729,29102	154987,47	574,242858
10	4304,72	33,66	3729,29102	144896,875	536,856274
$\sum W_i \times h_i$				1006531,25	

IV.4.2. Vérification des déplacement :

Le déplacement horizontal à chaque niveau « k » de la structure est calculé comme suit:

δ_k : Déplacement Horizontal $\delta_k = R \cdot \delta_{ck}$

a chaque niveau < k > de la structure.

δ_{ck} : Déplacement dû aux forces sismique Fi.

R : coefficient de comportement (R= 5).

Δ_k : Le déplacement relatif au niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » est égal à :

$\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

L'article 5.10 du RPA99/version2003 :

Préconise que les déplacements relatifs inter étages ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage considéré, il faut vérifier alors que : $\Delta_k \leq 0.01 \times h_e$.

Avec : **he**: étant la hauteur de l'étage considéré.

$\Delta_k \leq \Delta_{adm}$

Δ_{adm} :Déplacement admissible(égale à (1%he= 0,01 he).

- Sens Longitudinal:**

Etage	δ_K = dr Ux [cm]	$\Delta_{adm} =$ 1% he[c m]	δ_K < Δ_{adm}
-------	-------------------------------	-----------------------------------	--------------------------------

RDC	0,3	3.06	CV
1	0,5	3.06	CV
2	0,7	3.06	CV
3	0,8	3.06	CV
4	0,8	3.06	CV
5	0,8	3.06	CV
6	0,8	3.06	CV
7	0,7	3.06	CV
8	0,7	3.06	CV
9	0,6	3.06	CV
10	0,5	3.06	CV

Tableau IV.8 :Les Déplacements Du aux Force Sismiques Au sens Longitudinal (XX).

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{RDC :} \\ \text{Etage courant :} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \\ \Delta_{adm} = 0.01 \times 3.06 = 0.0306\text{m} = 3.06 \text{ cm} \end{array} \right.$$

- **Sens Transversal:**

Etage	δ_K = dr Uy [cm]	$\Delta_{adm} =$ $1\% \text{ he}[\text{cm}] < \Delta_{adm}$	δ_K
--------------	-------------------------------	--	------------

RDC	0,2	3.06	CV
1	0,4	3.06	CV
2	0,5	3.06	CV
3	0,6	3.06	CV
4	0,6	3.06	CV
5	0,7	3.06	CV
6	0,7	3.06	CV
7	0,7	3.06	CV
8	0,7	3.06	CV
9	0,6	3.06	CV
10	0,6	3.06	CV

Tableau IV.9: Les Déplacements Du aux Force Sismiques au sens Transversal (Y)

Donc : Les Dépassements Relatifs inter-étages sont Vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) (Page : 63) du RPA99-v2003 et **Vérifier.**

V.4.3. Vérification VIS-A-VIS De L'effet P-Δ :

RPA99-v2003 (Art:5.9) (Page : 63).

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P-Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la Condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{Pk \times \Delta k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Avec :

P_k: Poids total de la structure et des charges d'exploitation associée au dessus de niveau k.

Δ_k: Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1.

V_k: Effort tranchant d'étage au niveau k.

h_k: Hauteur de l'étage k

- **Sens Longitudinal :**

Etage	W [KN]	Pk[KN]	Δ_k [m]	V_x [KN]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
10	4304,72	4304,72	0,005	717,95	3,06	0,00979 714	CV
9	5064,95	9369,67	0,006	1393,47	3,06	0,01318 428	C.V
8	5123,02	14492,69	0,007	1928,94	3,06	0,01718 727	C.V
7	5123,88	19616,57	0,007	2367,34	3,06	0,01895 567	C.V
6	5123,02	24739,59	0,008	2747,12	3,06	0,02354 417	C.V
5	5123,89	29863,48	0,008	3079,32	3,06	0,02535 445	C.V
4	5123,02	34986,5	0,008	3365,4	3,06	0,02717 893	C.V
3	5123,88	40110,38	0,008	3611,04	3,06	0,02903 976	CNV
2	5123,02	45233,4	0,007	3813,53	3,06	0,02713 368	CNV
1	5112,63	50346,03	0,005	3950,52	3,06	0,02082 378	CNV
RDC	5522,72	55868,75	0,003	4004,08	3,06	0,01367 937	CNV

Tableau V.10: Vérification a L'effet (P- Δ) < Sens Longitudinal >.

- Sens Transversal :

Etage	W [KN]	Pk[KN]	Δ_k [m]	V_y [KN]	h_k [m]	Θ	≤ 0.1
10	4304,72	4304,72	0,006	739,17	3,06	0,01141906	C.V
9	5064,95	9369,67	0,006	1422,47	3,06	0,01291549	C.V
8	5123,02	14492,69	0,007	1950,83	3,06	0,01699441	C.V
7	5123,88	19616,57	0,007	2373,61	3,06	0,01890559	C.V
6	5123,02	24739,59	0,007	2735,56	3,06	0,02068821	C.V
5	5123,89	29863,48	0,007	3052,31	3,06	0,02238146	CV
4	5123,02	34986,5	0,006	3326,86	3,06	0,02062034	CV
3	5123,88	40110,38	0,006	3564,18	3,06	0,02206617	CV
2	5123,02	45233,4	0,005	3759,98	3,06	0,01965723	CV
1	5112,63	50346,03	0,004	3892,35	3,06	0,01690799	CV
RDC	5522,72	55868,75	0,002	3944,67	3,06	0,00925693	CV

Tableau IV.11: Vérification a L'effet (P- Δ) <Sens Transversal>.

Alors : $\Theta_k \leq 0.1$

Donc : L'effet (P- Δ) est négligeable pour les deux directions.

V.5. Vérification au Renversement:

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal est transversal) avec la relation

s suivante : $\frac{M_s}{M_r} \geq 1.5$

- M_s : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times L/2$$

W : le poids total de la structure.

L : Dimension de la structure (Largeur Ou Longueur). L=20.05m.

Mr : moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

$$M_r = \sum F_i \times h_i$$

- **Sens Longitudinal :**

$$M_s = W \times L/2 = 55868,75 \times 22.20/2 = 620143,125 \text{KN. m.}$$

Etage	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	63,557313 8	3,06	194,4853802
1	117,67572 1	6,12	720,1754125
2	176,87229 7	9,18	1623,687686
3	235,86931 7	12,24	2887,04044
4	294,78716 1	15,3	4510,243563
5	353,80466 7	18,36	6495,853686
6	412,70202 5	21,42	8840,077376
7	471,73863 5	24,48	11548,16178
8	530,61689	27,54	14613,18915
9	582,89143 1	30,6	17836,47779

10	544,94177 5	33.66	18342,74015
$M_{rx} = \sum F_i \times h_i =$			87612,13241

Tableau IV.12: Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens XX.

Vérifications : $\frac{Ms}{Mr} = \frac{620143.125}{87612.13241} = 7.08 \geq 1.5$ Condition Vérifier.

- Sens Transversal:

$$M_s = W \times L/2 = 55868,75 \times 23.10/2 = 259939.68 \text{ KNm.}$$

Etag e	F_i	h_i [m]	$F_i \times h_i$
RDC	62,614290 7	3,06	191,59973
1	115,92972 3	6,12	709,489907
2	174,24797 8	9,18	1599,59643
3	232,36963 8	12,24	2844,20437
4	290,41329 6	15,3	4443,32343
5	348,55513 7	18,36	6399,47232
6	406,57861 4	21,42	8708,91392
7	464,73927 6	24,48	11376,8175

8	522,74393 3	27,54	14396,3679
9	574,24285 8	30.6	17571,8315
10	536,85627 4	33.66	18070,5822
$M_{ry} = \sum F_i \times h_i =$			86312,1991

Tableau IV.13 Le moment de RENVERCEMENT provoqué par effort sismique sens YY.

Vérifications : $\frac{Ms}{Mr} = \frac{259939.68}{86312,1991} = 7.47 \geq 1.5 \dots \dots \dots$ **Condition Vérifier.**

-DONC : La stabilité au renversement est alors vérifiée pour les deux sens.

IV.6. Caractéristiques Géométriques et Massique de la Structure:

Détermination de centre de gravité des masses et le centre des rigidités.

IV6.1. Centre de gravité des masses :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (Acrotère, Balcon, plancher, poteaux, poutres, voiles, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses et données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i \times X_i}{\sum M_i} \quad \text{Et} \quad Y_G = \frac{\sum M_i \times Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

- M_i : la masse de l'élément i.
- X_i, Y_i : les coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport à un repère global

IV.6.2. Centre de gravité des rigidités:

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après Avec :

$$e_{cj} = \sum I_{jy} \frac{X_j}{I_{jy}} \quad ; \quad e_{cj} = \sum I_{jx} \frac{Y_j}{I_{jx}}$$

- I_{yi}: Inertie de l'élément i dans le sens y.
- X_i : Abscisse de l'élément I_{yi}.
- I_{xi}: Inertie de l'élément i dans le sens x.
- Y_i : Ordonnée de l'élément I_{xi}.

IV.6.3. L'excentricité:

L'excentricité est la distance entre le **Centre de Gravité des Masses** et le **Centre de Torsion**, donnée par les formules suivant :

$$\begin{aligned} e_x &= X_{cm} - X_{cr} \\ e_y &= Y_{cm} - Y_{cr} \end{aligned}$$

IV.6.3.1. L'excentricité Théorique:

$$e_y = |y_{cm} - y_{ct}|$$

$$e_x = |X_{cm} - X_{ct}|$$

e_x : Excentricité théorique suivent x.

e_y : Excentricité théorique suivent y.

IV.6.3.2. L'excentricité Accidentelle: RPA99-v2003 (Art : 4.3.7) (Page59).

Dans le cas où il est procédé à une analyse tridimensionnelle, en plus de l'excentricité théorique calculée, une excentricité accidentelle (additionnelle) égale à $\pm 0.05 L$, (L'étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique) doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

Donc:

$$\left\{ \begin{aligned} \text{Sens-X : } e_{Acc} &= 0.05 \times L_x = 0.05 \times 23.60 \Rightarrow e_{Acc} = 1.18 \text{ m} \\ \text{Sens-Y : } e_{Acc} &= 0.05 \times L_y = 0.05 \times 17.75 \Rightarrow e_{Acc} = 0.887 \text{ m.} \end{aligned} \right.$$

Toutes ces caractéristiques géométriques et massique sont calculer par **logiciel ROBOT** et nous avons résumé dans les tableaux suivant : **RPA99-v2003** (Art : 4.3.7) (Page : 59).

- Le tableau ci-après résumé les résultats des différents Centre de Gravité, de Rigidité et L'excentricité théorique :

	Centre de Masse	Centre de Rigidité	Excentricité acc.-	
Etage	G (x, y, z) [m]	R (x, y, z) [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	12,79 -9,87 2,92	12,32 -10,82 2,04	0,47	0,95
1	12,81 -9,88 6,06	12,32 -10,83 5,10	0,49	0,95

2	12,81 -9,87 9,12	12,32 -10,82 8,16	0,49	0,95
3	12,81 -9,87 12,18	12,32 -10,82 11,22	0,49	0,95
4	12,81 -9,87 15,24	12,32 -10,82 14,28	0,49	0,95
5	12,81 -9,87 18,30	12,32 -10,82 17,34	0,49	0,95
6	12,81 -9,87 21,36	12,32 -10,82 20,40	0,49	0,95
7	12,81 -9,87 24,42	12,32 -10,82 23,46	0,49	0,95
8	12,81 -9,87 27,48	12,32 -10,82 26,52	0,49	0,95
9	12,84 -9,87 30,54	12,32 -10,82 29,58	0,52	0,95
10	12,70 -9,84 33,66	12,32 -10,82 32,64	0,38	0,99

Tableau IV.14: Caractéristiques Massique de la Structure.

- Le tableau ci-après résumé les Valeur de L'excentricité Accidentelle de chaque niveau de la Structure :

Etage	Lx[m]	Ly [m]	ex [m]	ey [m]
RDC	2.4	2.6	0,47	0,95
Etage 1	2.4	2.6	0,49	0,95
Etage 2	2.4	2.6	0,49	0,95
Etage 3	2.4	2.6	0,49	0,95
Etage 4	2.4	2.6	0,49	0,95
Etage 5	2.4	2.6	0,49	0,95
Etage 6	2.4	2.6	0,49	0,95
Etage 7	2.4	2.6	0,49	0,95

Etage 8	2.4	2.6	0,49	0,95
Etage 9	2.4	2.6	0,52	0,95
Etage 10	2.4	2.6	0,38	0,99

Tableau IV.15: L'excentricité Accidentelle des Etages.

IV.7 Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique.

Les tableaux de l'annexe nous donnent les résultats adoptés par ROBOT 2024, ces résultats.

Les différents contraintes des éléments principaux de la structure sont-elles utilisées pour Calculez les armatures de ces éléments qui viendront dans notre prochain chapitre (calcul Des éléments principaux).

CHAPITRE V :

FERRAILLAGE DES

ELEMENTS STRUCTURAUX

V. Ferrailage des éléments structuraux

V.1.Introduction

Les critères de sécurité des structures contre les tremblements de terre comprennent la résistance, la ductilité, l'équilibre général, la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, la déformation et la stabilité de la forme.

La résistance, la ductilité, l'équilibre général, la stabilité des fondations, la largeur des joints sismiques, la déformation et la stabilité de la forme doivent être satisfaits simultanément. Les réglementations actuelles BAEL91 et RPA99 version 2003 déterminent le nombre de combinaisons avec lesquelles nous travaillons.

V.2. Combinaisons des charges

Règlement BAEL 91 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en compte uniquement les charges permanentes **G** et les charges d'exploitation **Q**

- $1,35 G + 1,5 Q$ à l'E.L.U
- $G + Q$ à l'E.L.S

Règlement RPA 99 :

Ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques **E**.

- $0,8 \times G \pm E$
- $G + Q + E$

V.3.Ferrailage des poteaux

V.3.1. Introduction

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal (N).
- Effort tranchant (T).
- Moment fléchissant (M).

Donc ils doivent être ferrillés en flexion composée à l' E.L.U.

- **Coefficients de sécurité et Caractéristiques mécaniques**

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	σ_b (MPa)	γ_s	Fe (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18.5	1	400	400

Tableau V.1 : Coefficients de sécurité et Caractéristiques mécaniques.

V.3.2. Recommandations du RPA99/version 2003 :

D'après le RPA99/version 2003 (**article 7.4.2 page 48**), les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

a) Armatures longitudinales :

Leur pourcentage en zone sismique II est limité par :

- $0.9\% < \frac{A_s}{ba} < 3\%$ en zone courante.
- $0.9\% < \frac{A_s}{ba} < 6\%$ en zone de recouvrement.

$A_s > 0.9\% ba$.

- Le diamètre minimal est de 12 mm
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_L$.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40\phi_L$.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones Nodales.

b) Armatures transversales :

❖ **BAEL91** :(art A.8.1.3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min(15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{A_t}{S_t \cdot b_l}$ est donnée comme suit:

Si $\lambda_g \geq 5 \rightarrow 0.3\%$

Si $\lambda_g \leq 5 \rightarrow 0.8\%$

Si $3 \leq \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes.

λ_g : L'élanement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

❖ **RPA99 VER2003 (7.4.2.2) :**

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h_1 : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e = 235 \text{ MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants

$$\rho_a = 2.5 \quad \text{Si } \lambda_g \geq 5. \quad 0.3\%$$

$$\rho_a = 3.75 \quad \text{Si } \lambda_g < 5. \quad 0.8\%$$

S_t : est l'espacement des armatures transversales (**Zone II**)

- La zone nodale : $S_t \leq \text{Min}(15\text{cm}; 10\phi_l)$
- La zone courante : $S_t \leq 15\phi_l$

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales (zone critiques).

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$\begin{cases} N^{\max} : M^{\text{correspondant}} \\ N^{\min} : M^{\text{correspondant}} \end{cases}$$

$$M^{\max} : N^{\text{correspondant}}$$

V.3.3. Calcul de ferrailage :

➤ **Armatures longitudinales:**

Le calcul du ferrailage est en flexion composée dans le deux sens X et Y, car le poteau est sollicité par un effort normal N et deux moment fléchissant My et Mz.

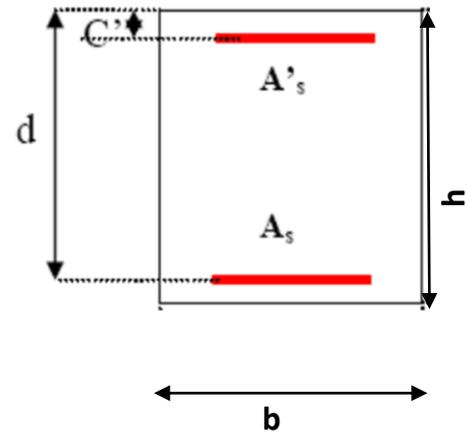


Figure V.1 : schéma de poteaux.

◆ **Poteaux de section : (50×60) cm²**

C=3cm ; d= h-c = 50-3 =47cm ; Acier FeE = 400MPa ; fc28=25MPa

ELU		G+Q+E		0.8G+E		ELS	
N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.m)	M _{MAX} (KN.m)	N _{COR} (KN)	N _{MIN} (KN)	M _{COR} (KN.m)	N _{MAX} (KN)	M _{COR} (KN.m)
3709.91	46.53	21.33	2837.17	1965.95	13.92	2702.14	33.94
	-23.64	-69.70			-64.34		-17.25

Tableau V.2 : résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

a) **Cas I: ELU :**

Les sections soumises à un effort de compression sont justifiées vis-à-vis de L'ELU de stabilité de forme conformément à L'article .A.4.3.5 du BAEL91 en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$\begin{cases} e=e_1+e_2 \\ e_1=e_a+e_0 \end{cases}$$

e_1 : excentricité du premier ordre de la résultante des contraintes normales avant application des excentricités additionnelles.

e_a : excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (après l'exécution).

e_2 : excentricité due aux effets du second ordre.

$$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{3.06}{250}\right\} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{46.53}{3709.91} = 0.01254 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.01254 = 0.03254 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max(15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

l : hauteur totale du Poteau.

l_f : longueur de flambement du poteau

$$l_f = 0,7 l_0 = 0,7 \times 3,06 = 2,142 \text{ m.}$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{0.50} = 4.284 < \max(15 ;)$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 14.84$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \alpha = \left\{ \begin{array}{l} 0,85 \\ 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2 \end{array} \right. = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{14,84}{35} \right)^2} = 0,82$$

□□: Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 0.82 \times 2) = 0.010 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.03254 + 0.010 = 0.042 \text{ m} = 4.2 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 3709.91 \times 0,042 = 155.81 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} N_{\text{max}} = 3709.91 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 155.81 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \quad \square_b \square_h$$

$$A = (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.03) 0.60 \times 0.50 \times 14.2 = 0.614 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 155.81 + 3709.91 \times (0.47 - 0.50/2) = 972 \text{ KN.m}$$

$$B = (3709.91 (0.47 - 0.03) - 972) \times 0.001 = 0.660 \text{ MN.m}$$

$A < B$; Donc la section est partiellement comprimée.

$$\Rightarrow \begin{cases} \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \times b \times d^2} = \frac{370991}{14.2 \times 60 \times 47^2} = 0.197 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2(0.197)}] = 0.276$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.276) = 0.889$$

$$A^f = \frac{M_u}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{370991}{348 \times 0.889 \times 47} = 25.51 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 25.51 - \frac{3709.91}{100 \times 348} \times 10^3 = -81.09 \text{ cm}^2 \text{ alor}$$

$A < B$; Donc la section est partiellement tendues.

b) Cas 2: G+Q +E :

➤ Les efforts corrigés seront :

$$\begin{cases} N_{\text{COR}} = 2837.17 \text{ KN} \\ M_{\text{max}} = 69.70 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{21.33}{2837.17} = 0.024 \text{ m} = 2.4 \text{ cm}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.024 = 0.044 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 0.82 \times 2) = 0.005 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.044 + 0.005 = 0.049 \text{ m} = 4.9 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2837.17 \times 0.049 = 139.02 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\begin{cases} N_{\max} = 2837.17 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 139.02 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \quad \square_{b \square \square}$$

$$A = (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.03) 0.60 \times 0.50 \times 14.2 = 7.18 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 139.02 + 2837.17 \times (0.47 - 0.50/2) = 763.19 \text{ KN.m}$$

$$B = (2837.17(0.47 - 0.03) - 763.19) \times 0.001 = 0.48 \text{ MN.m}$$

⟹ $A \geq B$; Donc la section est partiellement comprimée.

➤ **Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{763190}{18.5 \times 60 \times 47^2} = 0.311 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2(0.311)}] = 0.481$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.481) = 0.807$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{763190}{400 \times 0.807 \times 47} = 50.30 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 50.30 - \frac{2837.17}{100 \times 400} \times 10^3 = -20.62 \text{ cm}^2 \text{ alor } A = 0$$

c) **Cas 3 : 0,8G±E:**

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\begin{cases} N_{\min} = 196.59 \text{ KN} \\ M_{\text{COR}} = 64.34 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{L}{250} \right\}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm}; \frac{306}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{64.34}{1965.95} = 0.032 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.032 = 0.052 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.50} \times (2 + 0.82 \times 2) = 0.010 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.052 + 0.010 = 0.062 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1965.95 \times 0.062 = 121.88 \text{ KN.m}$$

➤ **Les efforts corrigés seront :**

$$\begin{cases} N_{\text{max}} = 196.59 \text{ KN} \\ M_{\text{corrigé}} = 121.88 \text{ KN.m.} \end{cases}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \square_{b \square \square}$$

$$A = (0.337 \times 0.50 - 0.81 \times 0.03) 0.60 \times 0.50 \times 18.5 = 0.800 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 1965.95 + 121.88 \times (0.47 - 0.50/2) = 199.27 \text{ KN.m}$$

$$B = (1965.95 (0.47 - 0.03) - 199.27) 0.001 = 0.66 \text{ MN.m}$$

$A \square B$; Donc la section est partiellement comprimée .

◆ **Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_b = 18,5 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{199270}{18.5 \times 60 \times 47^2} = 0.081 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2(0.081)}] = 0.105$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.105) = 0.958$$

$$A^f = \frac{M_a}{\bar{\sigma}_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{199270}{400 \times 0.958 \times 47} = 9.60 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 9.60 + \frac{1965.95}{100 \times 400} \times 10^3 = 58.74 \text{ cm}^2$$

▪ **Vérification des sections :RPA (99ver2003) art.7.4.2, 1**

1-Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{s \min} = 0,8\% (b. h) \text{ (zone II).}$$

$$A_{s \min} = 0.008 \times 60 \times 50 = 24 \text{ cm}^2$$

2-Le pourcentage maximal en zone de courante :

$$A_{s \max} = 3\% (b. h)$$

$$A_{s \min} = 0.03 \times 60 \times 50 = 90 \text{ cm}^2$$

3-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement :

$$A_{s \min} = 6\% (b. h)$$

$$A_{s \min} = 0.06 \times 60 \times 50 = 180 \text{ cm}^2$$

Niveau	section de poteaux (cm ²)	A _{calculer} (cm ²)	A _{s min} RPA (cm ²)	A _{s max} RPA (cm ²) zone courante	A _{s max} RPA (cm ²) Zone de recouvrement
Poteau rectangulaire	60X50	58.74	24	90	180

Tableau V.3 : Les vérifications des sections.

▪ **Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2**

$$A_{\min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45d}{e_0 - 0.185d} = 0.23 \times 60 \times 47 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{0.007 - 0.45(47)}{0.007 - 0.185(47)} = 8.28$$

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
ELU	0	8.28	24	8HA25+4HA25=58.91
0,8G±E	58.74			
G+Q±E	0			

Tableau V.4 : choix des sections d'armature

d) Vérification vis-à-vis de l'E.L.S :

- Après avoir calculé l'armature longitudinale des colonnes dans l'état ULS, une vérification à l'état limite de service est nécessaire.
- Une vérification à l'état limite de service est nécessaire.
- Les contraintes sont calculées en ELS sous des charges de (N_{ser} , M_{ser}).
- Les fissures ne sont pas considérées comme préjudiciables et les contraintes dans la section d'acier doivent être vérifiées.
- Section d'acier.

$\left\{ \begin{array}{l} \text{La contrainte du béton est limitée par : } \sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa} \\ \text{La contrainte d'acier est limitée par : } \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \end{array} \right.$

$\left\{ \begin{array}{l} M_{ser} = 33.94 \text{ KN.m} \\ N_{ser} = 2702.14 \text{ (KN)} \end{array} \right.$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{33.94}{2702.14} = 0,0125 \text{ m} = 1.25 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.43 < \frac{h}{6} = \frac{50}{6} = 8.33 \text{ cm}$$

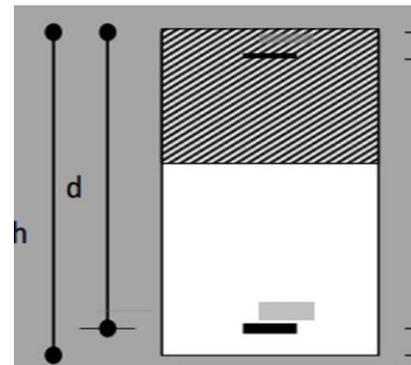


Figure V.2 : schéma de poteaux.

La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$

Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1 + A_2) = 60 \times 50 + 15(58.74) = 3881.1$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{bh^2}{2} + 15(A_1 c + A_2 d) \right] = \frac{1}{3881.1} \left[\frac{60 \times 50^2}{2} \right] + 15(29.37 \times 3 + 29.37 \times 47) = 23 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 23 = 32 \text{ cm}$$

$$I_{xx} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15(A_1 (v_1 - c)^2 + A_2 (v_2 - c)^2)$$

$$I_{xx} = \frac{60}{3} (23^3 + 32^3) + 15[29.37(23 - 3)^2 + 29.37(32 - 3)^2] = 144542255 \text{ cm}^4$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

$$M_G = 6120 \text{ N.m}$$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100 \times B_0} = \frac{2702.14}{100 \times 3918.9} = 0.006 \text{ Mpa}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{xx}} = \frac{6120}{144542255} = 0.004$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + K \times v_1 = 3.823 + 0.004 \times 23 = 3.91 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_b = 3.91 \text{ Mpa} < 15 \text{ Mpa} \dots (cv)$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15[\sigma_0 + K(v_1 - c')] = 15[3.823 + 0.004(23 - 3)] = 58.54 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^2 = 15[\sigma_0 - K(d - v_1)] = 15[3.823 - 0.004(47 - 23)] = 58.78 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s^1 = 58.54 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

$$\sigma_s^2 = 58.78 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_s = f_e 400 = 400 \text{ MPa} \dots (C.V)$$

♦ 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 (G + Q ± E) donne l'effort tranchant max.

$$V_{\max} = 317.38 \text{ KN}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement

$$\tau = \frac{V}{bd} = \frac{317.38 \times 10^3}{600 \times 470} = 1.125 \text{ Mpa}$$

Selon RPA v2003 (7.4.3.2) :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g l'élançement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = 3,57$$

$$\lambda_g < 5 \text{ si } \rho_d = 0.04$$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.04 \times 25 = 1.00 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau} = \min (0, 2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 1.125 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.00 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{la condition est non vérifiée.}$$

$\tau = 1.125\text{MPa} < \bar{\tau} = 3,33\text{MPa}$ la condition est vérifiée.

▪ **Calcul d'armature transversale:**

Selon (**RPA99 version 2003 :7.4.2.2**) les armatures transversales des poteaux sont

calculées à l'aide de la formule suivante : $\frac{At}{S_t} = \frac{\rho_a V_u}{h \times f_e}$

V_u : est l'effort tranchant de calcul.

h : Hauteur totale de la section brute.

f_e : Contrainte limite élastique des aciers transversaux ($f_e=235\text{MPa}$).

ρ_a : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par les efforts tranchants.

$\rho_a = 3.75$ Si $\lambda_g < 5$.

$\rho_a = 2.5$ Si $\lambda_g \geq 5$.

λ_g : L'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

a et b : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.

l_f : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$)

Dans notre cas

$$\lambda_g = \left(\frac{2.142}{0.60} \right); \lambda_g = (3,57) < 5 \text{ alors : } \rho_a = 3,75$$

t : c'est l'espacement des armatures transversales

RPA99/ver2003.[Art.7.4.2.2]

- La zone nodale : $S_t \leq \min(10\phi_l, 15\text{cm})$ en prend $S_t = 10 \text{ cm} \dots$ (**Zone II**)
- La zone courante : $S_t \leq (15\phi_l)$ en prend $S_t \leq 15\text{cm} \dots$ (**Zone II**)

ϕ_l : Le diamètre minimal des armatures longitudinales

On prend : $S_t = 15 \text{ cm}$ en zone nodale et $S_t = 15 \text{ cm}$ dans la zone courante.

✓ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \times v_u}{h \times f_e} S_t = \frac{3,75 \times 317380 \times 0.10}{50 \times 400} = 5.95\text{cm}^2$$

Soit **6HA12=6.79cm²**

▪ **Vérification des cadres des armatures minimales :**

D'après RPA99 (7.4.2.2)

Soit la quantité d'armature minimale.

$$\frac{A_t}{S_t b} (\%) = \begin{cases} 0,3\% \Rightarrow si \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \Rightarrow si \lambda_g \leq 3 \end{cases}$$

Si $3 < \lambda_g < 5$: interpoler entre les valeurs limites précédentes

✓ **Dans la zone nodale** : t=10 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 10 \times 60 = 1,8 cm^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

✓ **Dans la zone courant** : t=15 cm

$$\frac{A_t}{S_t b} \geq 0,3\% \Rightarrow A_t = 0,003 \times 15 \times 60 = 2,7 cm^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

BAEL91 : (art A.8.1,3)

1/ Le diamètre des armatures transversales : $\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3}$

$$\phi_t = 2 cm$$

$$\phi_t \geq \frac{\phi_l}{3} = \frac{20}{3} = 6,67 mm$$

2/ leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_t ; 40 cm ; a + 10 cm)$

$S_t = 10 \leq \min (30 cm ; 40 cm ; 65 cm) \dots \dots \dots$ Condition Vérifiée

e) **Présentation du ferraillage des poteaux:**

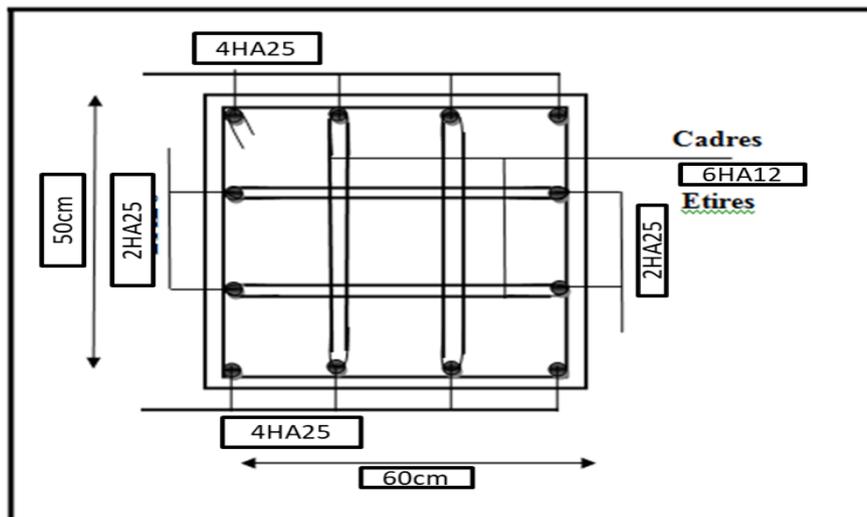


Figure V.3 : Schéma de ferraillage des poteaux.

V.4.Ferrailage des poutres

V.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 RPA 99 / version 2003 pour la vérification.

V.4.2. Combinaisons des charges

▪ Combinaisons données par BAEL.91 [1] :

◆ Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35 G + 1,5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{array} \right.$$

Combinaisons données par RPA99 VERSION 2003 [2] :

◆ Situation accidentelle :

$$\left\{ \begin{array}{l} G+Q \pm E \\ 0.8G \pm E \end{array} \right.$$

V.4.3. Recommandations du RPA99/version 2003

- 1- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0,5% en toute section.
- 2- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4% en zone courante
 - 6% en zone de recouvrement.
- 3- La longueur minimale de recouvrement est de $40\varnothing$ en zone II.
- 4- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.4.4. 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).

1- **Les poutres principales (30×45) :**

$C=3\text{cm}$; $d= h-c = 45-3 =42\text{cm}$; Acier FeE = 400MPa ; $f_{c28}=25\text{MPa}$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Moment (KN.m)	ELU		ELS		Situation accidentelle
	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma
Poutre .principale	-300.40	244.44	-218.82	178.28	-151.88

Tableau V.5 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

a) Calcule le ferrailage :

➤ Ferrailage en travée (situation accidentelle) :

❖ **En Travée :**

➤ ELU :

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$

$\mu = \frac{244440}{14.2 \times 30 \times 42^2} = 0.325$

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

$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.325}] = 0.510$

$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.510 = 0.796$

$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$, $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

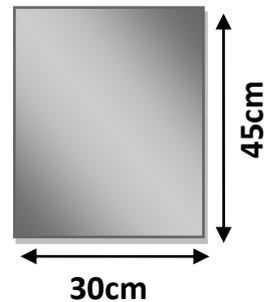


Figure 4 : section de Poutre principal.

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	μ ≤ μl	A	B	A (cm²)
Travée	244.44	0.325	Oui	0.510	0.796	21.01

❖ **En Appuis :**

➤ **Accidentelle : G+Q+E :**

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	$\mu \leq \mu l$	A	B	A (cm ²)
Appuis	151.88	0.202	Oui	0.284	0.898	11.57

b) Vérifications nécessaires pour les poutres :BAEL

▪ **Condition de non fragilité(art A.4.2) :**

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0.23 \times 30 \times 42 \times 2.1}{400} = 1,52\text{cm}$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :**

$$A_{\min}^{RPA} = 0.01 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0.001 \times 30 \times 45 = 1.35$$

➤ **RPA99/version 2003 :**

Pourcentage d'acier exigé par le **RPA99/version 2003 :**

- ◆ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 45 \times 30 = 6.75 \text{ cm}^2$$

- ◆ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 45 = 54 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 45 = 81 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

Tableau Récapitulatif :

A _{cal} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{BAEL} (cm ²)	A _{min} ^{RPa} (cm ²)	A _{max}	A _{adopt} (cm ²)
--	--	--	---	------------------	---------------------------------------

Travée	21.01	1.52	1.35	6.75	21.01	5HA25=24.54cm ²
Appuis	11.57	1.52	1.35	6.75	11.57	4HA16+2HA16=12.06cm ²

c) **ELS:**

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya 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 :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau Récapitulatif :

	Elements	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.325	244440	178280	1.37	0.435	Vérifiée
	Appuis	0.202	300400	218820	1.37	0.435	Vérifiée

d) **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.

$$M_{max}^t = 244.44 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.45}{5.20} = 0.086 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{24.54}{30 \times 42} = 0.0194 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots CNV$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

e) **Armatures transversales :**

D'après BAEL91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 37.8 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min (h / 4, 12 \text{ min}\varnothing, 30 \text{ cm}) = 11.25 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 22.5 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \leq \min (S_{t\text{BAEL}}, S_{t\text{RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 11.25 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 22.5 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 90 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

➤ **La section de ferraillage transversal :**

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0,4 \times 22,5 \times 30}{400} = 0,675 \text{ cm}^2$$

➤ **D'après RPA 99 :**

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 1,01 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 22,5 \times 30 = 2 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

4Ø8 avec $A_t = 1,01 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4Ø8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

f) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = 117,96 \text{ KN}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{117960}{300 \times 420} = 0,936 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3,33 ; 5\} \dots \text{cv}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable.: $\overline{\tau}_u = \min (0,2 \cdot f_{c28} / \gamma_b ; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 0,936 \text{ Mpa} \leq \overline{\tau}_u = 3,33 \text{ Mpa} \text{ (c.v)}$$

Résumé :

	Section (cm ²)	AS calculé (cm ²)	AS RPA (cm ²)	Choix des barres	AS choisie (cm ²)
Sur appui	30×45	11.57	6.75	4HA16+2HA16	12.06
En travée		21.01		5HA25	24.54

Tableau V.6 : Le choix des sections d'armature

g) Présentation du ferraillage des poutres:

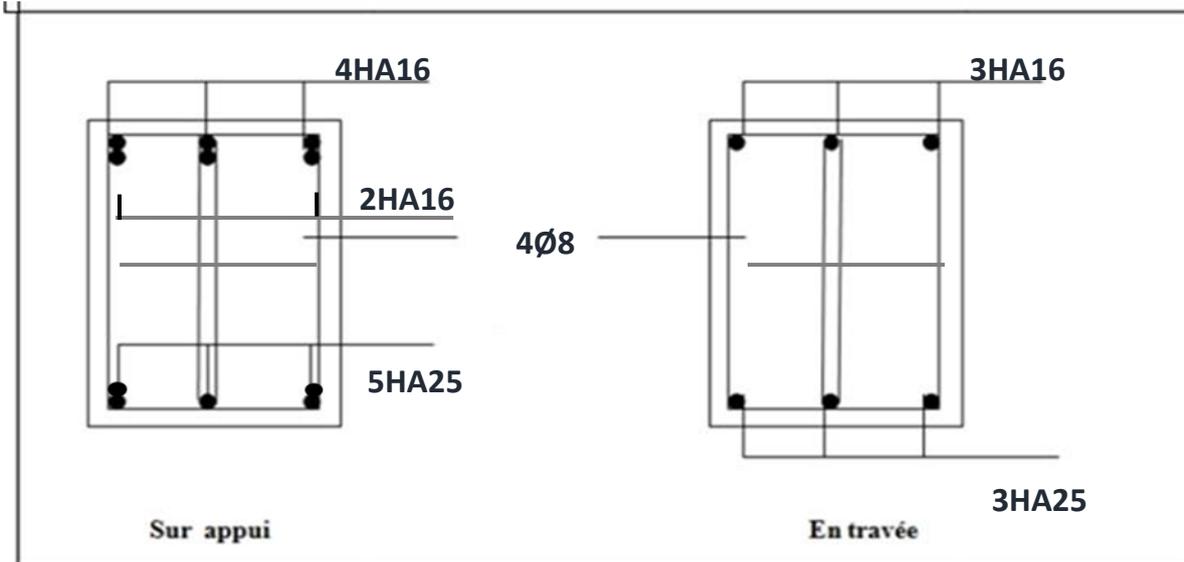


Figure V.5 :Schéma de ferraillage des poutres principales.

2-Les poutres secondaires (30× 45) :

C=3cm ; d= h-c = 40-3 =37cm ; Acier FeE = 400MPa ; fc28=25MPa

	ELU		ELS		Situation accidentelle
	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma
Poutre secondaires	88.90	76.88	64.81	55.89	83.96

Tableau V.7 :Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

a) **Vérification nécessaire pour la poutre secondaire :**

- La condition de non fragilité :

a) Calcule le ferraillage :

❖ **En Travée :**

➤ **ELU :**

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{76880}{14.2 \times 30 \times 37^2} = 0.131$$

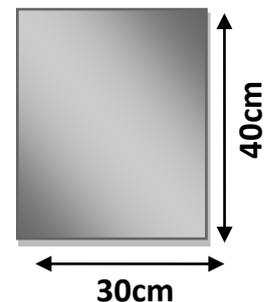


Figure V.6 : section de Poutre secondaire.

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

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}] = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,131}] = 0,176$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,176 = 0,929$$

$$A_1 = \frac{M_{\max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}, \quad \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	α	B	A (cm ²)
Travée	76.88	0.131	Oui	0.176	0.929	6.42

❖ En Appuis :

➤ **Accidentelle : G+Q+E :**

Tableau Récapitulatif

	M (kn,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	α	B	A (cm ²)
Appuis	83.96	0.143	Oui	0.193	0.922	7.07

b) **Vérifications nécessaires pour les poutres :BAEL**

▪ **Condition de non fragilité**(art A.4.2) :

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A > \frac{0,23 \times 30 \times 37 \times 2,1}{400} = 1,34 \text{ cm}^2$$

➤ **Le pourcentage minimal d'armature** (art B.6.4) :

$$A_{\min}^{RPA} = 0,01 b \times h$$

$$A_{\min}^{RPA} = 0,001 \times 30 \times 40 = 1,2$$

c) **Pourcentage d'acier exigé par** : le RPA99/version 2003

- ◆ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{\min}^{RPa} = 0,005 \times h \times b = 0,005 \times 30 \times 35 = 6 \text{ cm}^2$$

- ◆ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$3\% \times b \times h = 0,03 \times 40 \times 30 = 36 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone courante}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 40 \times 30 = 72 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{en zone de recouvrement}$$

Tableau Récapitulatif :

	A_{cal} (cm^2)	A_{\min}^{BAEL} (cm^2)	A_{\min}^{BAEL} (cm^2)	A_{\min}^{RPa} (cm^2)	A_{\max}	$A_{adopt}(\text{cm}^2)$
Travée	6.42	1.34	1.2	6	6.42	3HA20=9.42 cm^2
Appuis	7.07	1.34	1.2	6	7.07	6HA14=9.24 cm^2

d) ELS :

- La fissuration est peu nuisible, donc il n'ya 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 :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma - 1}{2} + \frac{f_{c28}}{100}, \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau Récapitulatif :

	Éléments	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	Γ	$\bar{\alpha}$	Condition
P.P	Travée	0.176	76880	55890	1.37	0.435	Vérifiée
	Appuis	0.193	88900	64810	1.37	0.435	Vérifiée

e) 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.

$$M_{max}^t = 61.86 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.80} = 0.0833 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \rightarrow \dots\dots\dots CV$
- $\frac{4.2}{f_e} \geq \frac{A}{b \times d} \Rightarrow \frac{9.42}{30 \times 37} = 0.0084 \geq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \rightarrow \dots\dots\dots C.V$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

f) Armatures transversales :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \min(0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 28.8 \text{ cm}$$

D'après RPA 99 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min(h / 4, 12 \text{ min} \emptyset, 30 \text{ cm}) = 10 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone nodale.}$$

$$S_t' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow \text{ dans la Zone courante.}$$

On prend: $S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 10 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 70 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

▪ La section de ferrailage transversal :

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \cdot b_0} \rightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} = \frac{0.4 \times 20 \times 30}{400} = 0.60 \text{ cm}^2$$

▪ D'après RPA 99 :

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ en zone nodale}$$

$$A_t \geq 0,003 \cdot S_t \cdot b = 0,003 \times 20 \times 30 = 1.62 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{ en dehors de la zone nodale}$$

Donc on prend :

4HA8 avec $A_t = 1.01 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale

4HA8 avec $A_t = 2,01 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

g) Vérification de l'effort tranchant :

$$V_u^{max} = 93.29 \text{ KN.m}$$

$$\tau_u^{max} = \frac{93290}{30 \times 37} = 0.840 \text{ Mpa} < \text{Min} \{3.33 ; 5\} \dots \text{c.v}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable.: $\bar{\tau}_u = \text{min} (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 0.626 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPa} \text{ (c.v)}$$

Résumé :

	Section (cm ²)	AS calculé (cm ²)	AS RPA (cm ²)	Choix des barres	AS choisie (cm ²)
Sur appui	30×40	7.07	6	6HA14	9.24
En travée		6.42		3HA20	9.42

Tableau V.8 : Les choisit des sections.

h) Présentation du ferrailage des poutres :

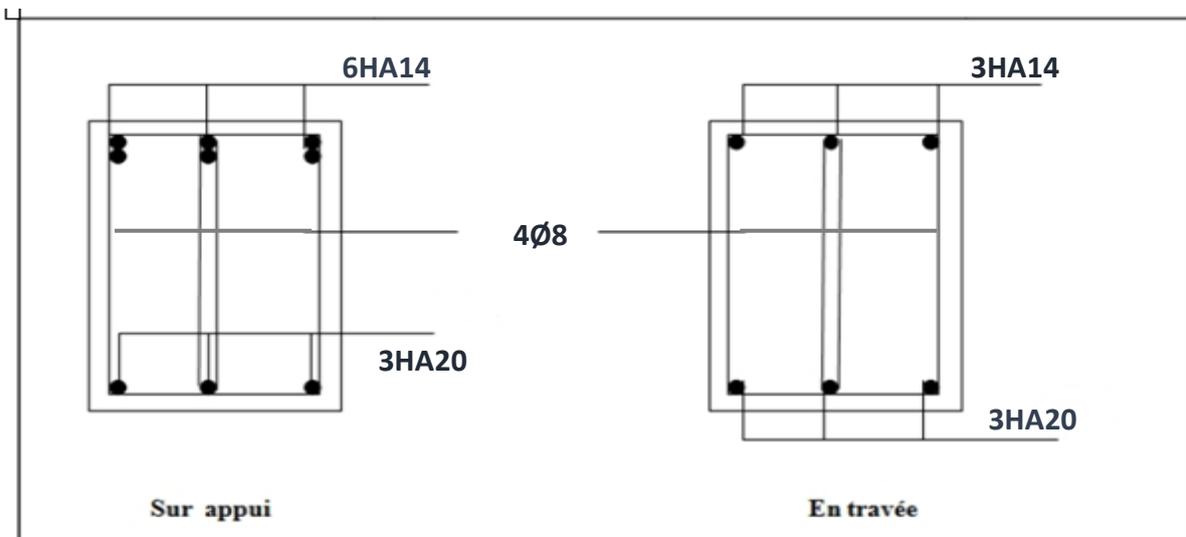


Figure V.7 : Schéma de Ferrailage des poutres secondaires.

V.5. Ferrailage de voile plein :

V.5.1 : Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement qui doit reprendre les forces horizontales dues au vent "action climatique" ou aux séismes (action géologique), soumis à des forces verticales et horizontales. Donc le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi sous l'action des sollicitations dues aux séismes.

V.5.2:Types d'armatures

V.5.2.1:Armatures verticales

La disposition du ferrailage vertical se fera de telle sorte qu'il reprendra les contraintes de la flexion composée en tenant compte des prescriptions imposées par le RPA99/version 2003.

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontale du béton tendu.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) du largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.

V.5.2.2 : Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Ø.

Dans le cas où il existe des talons de rigidité, les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

V.5.2.3 : Règles communes :

Le pourcentage minimum d'armatures verticales et horizontales des trumeaux, est donné comme suit :

- Globalement dans la section du voile 0,15 %.
- En zone courante 0,10 %

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

- $S \leq 1,5 a$.
- $S \leq 30\text{cm}$
- $S_t \leq \text{Min} (30\text{cm} ; 1,5a)$, avec **a**: épaisseur du voile.

Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

- $40\emptyset$ pour les barres situées dans les zones où le renversement du signe des efforts est possible.
- $20\emptyset$ pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles de charges.

Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être pris par les aciers de couture dont la section doit être calculée avec la formule : $A_{vi} = 1.1 \frac{\bar{v}}{f_e}$

Cette quantité doit s'ajouter à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction dus aux moments de renversement.

V.5.2.4 : 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.

V.5.3 : Choix de combinaisons d'action pour les armatures verticales :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous « N et M » le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

- $0.8G \pm E$

Puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison.

- $G+Q\pm E$

V.5.4 : Choix de combinaison d'action (pour les armatures verticales) :

Le ferrailage sera calculé en flexion composée sous N et M ; N provenant de combinaison de charge verticale. Le calcul se fera avec les combinaisons suivantes :

$$N_{\min} = 0.8NG + NE = 0 \text{ cas des voiles planes.}$$

$$M_{\max} = 0.8MG + ME$$

On choisit cette combinaison pour situer le cas le plus défavorable de l'excentricité e à d pour pousser le centre de pression à l'extérieur de la section (cas d'une section partiellement comprimée) puis on va vérifier la contrainte de compression à la base par la combinaison :

$$N_{\text{corr}} = N_G + N_Q + N_E$$

$$M_{\max} = K_G + M_Q + M_E.$$

V.5.5. Calcul de la section d'armature :

V.5.5.1. Ferrailage vertical:

➤ Type de section qu'on peut avoir

Une section soumise à la flexion composée peut être :

- Entièrement tendu (S. E. T).
- Entièrement comprimée (S. E.C).
- partiellement comprimée (S. P. C)

➤ Calcul des sections suivant leurs natures :

Section entièrement tendue : on peut dire qu'une section est entièrement tendue si

- N : L'effort normal appliqué est un effort de traction.
- C : Le centre de pression se trouve entre les deux nappes d'armatures :

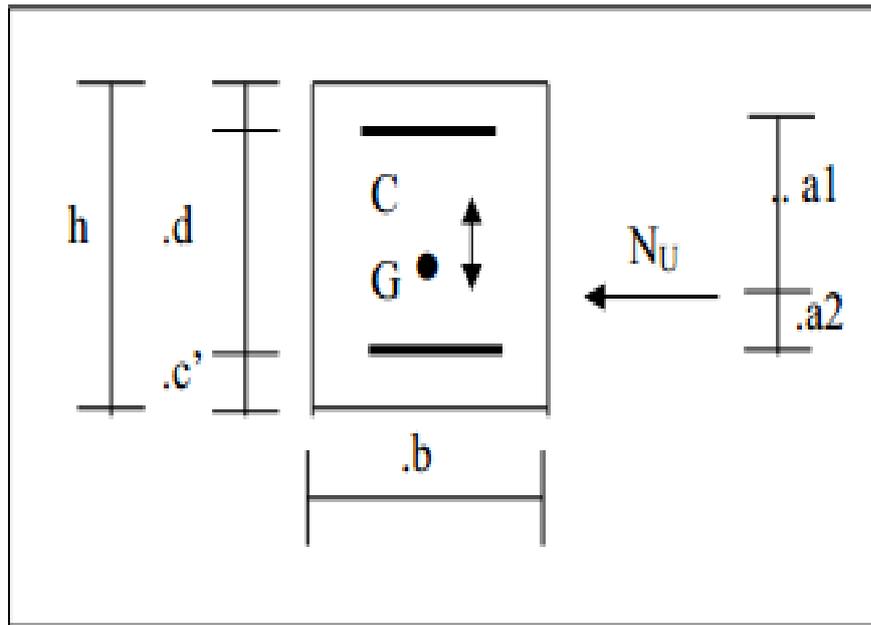


Figure V.8 : Schéma de section entièrement tendue.

Section entièrement comprimée : La section est entièrement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de compression.
- C : Le centre de pression se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

$$N \cdot (d - c) - M_A > (0,33h - 0,81 \cdot d) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

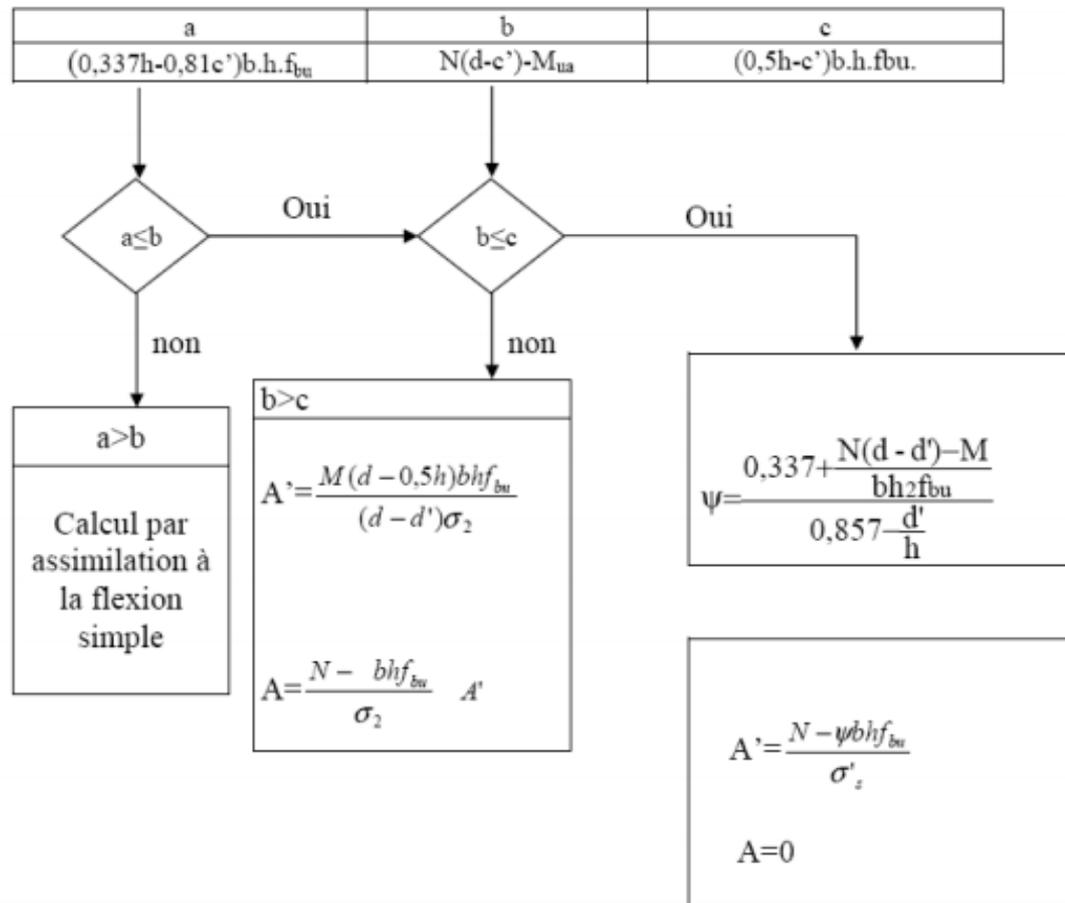


Figure V.9 : Organigramme de flexion composée.

Section partiellement comprimée :

La section est partiellement comprimée si :

- N : L'effort normal est un effort de traction, le centre de pression « C » se trouve en dehors de la zone comprimée entre les armatures
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'extérieur de la section.
- N : L'effort normal est un effort de compression, le centre de pression « C » se trouve à l'intérieur de la section et la condition suivante soit vérifiée :

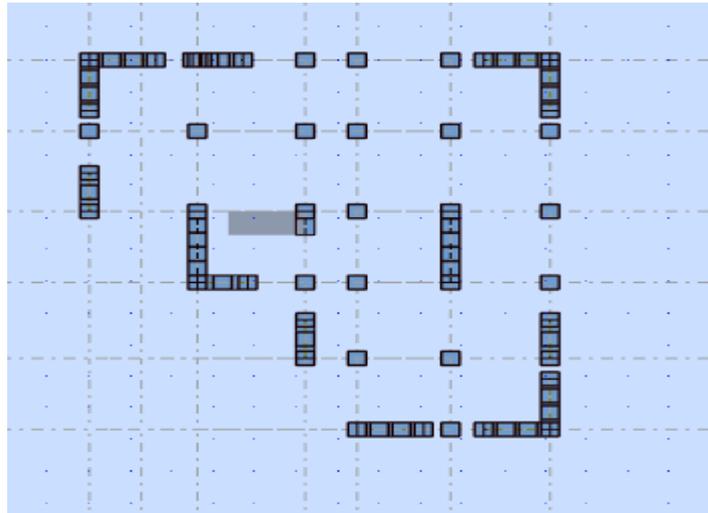
$$N \cdot (d - c',) - M A \leq (0,33h - 0,81 c',) \cdot b \cdot h^2 \cdot \sigma_{bc}$$

V.5.6 : Calcul de la section des armatures :

V.5.6 .1. Armatures verticales :

➤ **Exemple de calcul (RDC) :**

La figure suivante représente la disposition des voiles dans notre structure :



Le cas le plus défavorable est donné par la combinaison :

G+Q±E		0.8G±E	
Mmax (KN)	Ncor (KN)	Nmin (KN)	Mcor (KN)
3494.68	3940.06	3282.23	256.02

Tableau V.9 : les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison.

1^{ème} Cas G+Q+E:

$h = 4.50 \text{ m} ; c = 3 \text{ cm} ; d = h - c = 4.50 - 0.03 = 4.47 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m}$

$e_a = \max\left\{2cm; \frac{L}{250}\right\} = \max\left\{2cm; \frac{3.06}{250}\right\} = 0.02 \text{ m}$

$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{3494.68}{3940.06} = 0.887 \text{ m}$

$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.887 = 0.907 \text{ m}$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max(15 ; 20.e1 / h)$$

$$\frac{20 \times e_1}{H} = \frac{20 \times 0.20}{3.06} = 1.307$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{4.50} = 0.476 < 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 1.65$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \alpha = \begin{cases} \frac{0,85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{1.65}{35} \right)^2} = 0.85 \end{cases}$$

□□ : Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 4.50} \times (2 + 0.85 \times 2) = 0.0011 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.907 + 0.0011 = 0.908 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 3940.06 \times 0.908 = 3577.57 \text{ KN.m}$$

➤ **Armatures verticales :**

$$M_{\text{corrigé}} = 3577.57 \text{ (KN)} ; N_{\text{corr}} = 3940.06 \text{ (KN.m)}$$

$$a = (0.5 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b$$

$$a = (0.5 \times 4.50 - 0.81 \times 0.03) \cdot 4.50 \times 0.20 \times 18.5$$

$$a = 37.057905 \text{ MN.m} = 37057.905 \text{ KN.m}$$

$$b = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_u + N_u \times (d - h/2) = 3577.57 + 3940.06 (4.47 - 2.25) = 12324.50 \text{ KN.m}$$

$$b = 3940.06 (4.50 - 0.03) - 12324.50 = 5287.56 \text{ KN.m}$$

$a > b \Rightarrow$ donc la section est partiellement comprimée.

• **Calcul des armatures à la flexion simple :**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{12324500}{18.5 \times 20 \times 447^2} = 0.166 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.166)} \right] = 0.228$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.228) = 0.908$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{12324500}{400 \times 0.908 \times 447} = 75.91 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \sigma_s} = 75.91 - \frac{3940060}{100 \times 400} = 22.59 \text{ cm}^2$$

Alors $A=0 \implies$ Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on a pas besoin à des armatures de compression.

2^{ème} Cas 0.8G+E:

$$h = 3.20 \text{ m} ; c = 3 \text{ cm} ; d = h - c = 3.20 - 0.03 = 3.17 \text{ m} ; e = 0.20 \text{ m}$$

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{L}{250} \right\} = \max \left\{ 2 \text{ cm} ; \frac{3.06}{250} \right\} = 0.02 \text{ m}$$

$$e_0 = \frac{M_U}{N_U} = \frac{256.02}{3282.23} = 0.078 \text{ m}$$

$$e_1 = e_a + e_0 = 0.02 + 0.078 = 0.098 \text{ m}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$\frac{l_f}{h} < \max (15 ; 20 \cdot e_1 / h)$$

$$\frac{20 \times e_1}{H} = \frac{20 \times 0.20}{3.06} = 1.31$$

$$\frac{l_f}{h} = \frac{2.142}{3.20} = 0.669 < 15 \dots\dots\dots \text{Condition vérifié.}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{h} = 2.32$$

$$\lambda \leq 50 \text{ si } \alpha = \begin{cases} \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{2.32}{35} \right)^2} = 0.85 \end{cases}$$

□□: Généralement égal à 2

$$e_2 = \frac{3 \times l_f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset)$$

$$e_2 = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 3.20} \times (2 + 0.85 \times 2) = 0.0016 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.098 + 0.0016 = 0.0996 \text{ m}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 3282.23 \times 0.0996 = 326.91 \text{ KN.m}$$

$$A = (0.337 h - 0.81 c') \cdot b \cdot h \cdot \square_b \square \square$$

$$A = (0.337 \times 3.20 - 0.81 \times 0.03) \cdot 0.20 \times 3.17 \times 18.5 = 12.36 \text{ MN.m}$$

$$B = N_u (d - c') - M_{ua}$$

$$M_{ua} = M_{\text{corr}} + N_u \times (d - h/2) = 326.91 + 3282.23 \times (3.17 - 1.6) = 3794.53 \text{ m}$$

$$B = (3282.23(3.17 - 0.03) - 3794.53) \cdot 0.001 = 6.51 \text{ MN.m}$$

$A \square B$; Donc la section est partiellement comprimée .

◆ **Situation accidentelle :**

$$\begin{cases} \bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa} \end{cases}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{256020}{18.5 \times 20 \times 317^2} = 0.006 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 \left[1 - \sqrt{1 - 2(0.006)} \right] = 0.0075$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.0075) = 0.97$$

$$A^f = \frac{M_a}{\sigma_b \cdot \beta \cdot d} = \frac{256020}{400 \times 0.97 \times 317} = 2.08 \text{ cm}^2$$

$$A = A^f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 2.08 + \frac{3282230}{100 \times 400} = 84.13 \text{ cm}^2$$

VI.5.6.2. Armature verticale minimale :

D'après (RPA99.version 2003) Suivant la formule de **Navier Bernoulli**.

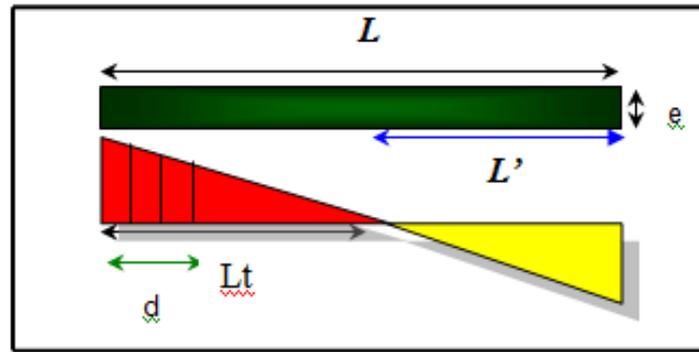


Figure V.10 : Les contraintes dans le voile.

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{3282.23 \times 10^3}{200 \times 3200} + \frac{6 \times 256.02 \times 10^6}{200 \times (3200)^2} = 5.87 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{a \times h} - \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{3282.23 \times 10^3}{200 \times 3200} - \frac{6 \times 256.02 \times 10^6}{200 \times (3200)^2} = 4.37 \text{ MPa}$$

$$\sigma_1 \geq 0 \quad ; \quad \sigma_2 \geq 0$$

Donc : la section est partiellement comprimée.

$$l_t = h \cdot \frac{|\sigma_2|}{|\sigma_1| + |\sigma_2|}$$

$$l_t = 3.20 \cdot \frac{|4.37|}{|5.87| + |4.37|} = 1.365 \text{ m}$$

$$L_c = L - 2l_t = 4.50 - 2 \times 1.365 = 0.47 \text{ m}$$

$$\text{Alors : } A_{\min}^{RPA} = 0.002 \times L_t \times a = 0.002 \times 136.5 \times 20 = 5.46 \text{ cm}^2$$

V.5.6.3 . Le pourcentage minimum d'armatures verticales :

Globalement dans la section du voile : 0.15 % (RPA99/V 2003 Art.7.7.4.1)

$$A_{\min}^s = 0.0015 \times b \times h = 0.0015 \times 20 \times 320 = 9.60 \text{ cm}^2$$

Donc on prend :

- Dans la zone tendue : $A = \max(A_{cal}, A_{min}^{RPA}) = \max(84.13 ; 5.46)$

Alors en prend $A=84.13 \text{ cm}^2$

- En zone courante

$$h' = h - 2lt = 3.20 - 2 \times 1.365 = 0.47 \text{ m} > 0$$

$$A_{min2} = 0.001.b.h' = 0.001 \times 20 \times 47 = 0.94 \text{ cm}^2$$

$$A_{tot} = 2 A_{tendu} + A_c > A_{min}^g$$

$$A_{tot} = 2 \times 84.13 + 0.94 = 169.2 \text{ cm}^2 > 13.50 \text{ cm}^2 \dots \dots \text{condition vérifiée.}$$

Niveau	A_{tendue} (cm^2)	A_c (cm^2)	A_{tot} (cm^2)	A_{min}^g (cm^2)	condition	A_{adopt} (cm^2)
RDC V(0,20×4.50×3,06)	84.13	0.94	169.2	9.60	Vérifier	$A_{tend}=18\text{HA}25=88.36 \text{ cm}^2$ $A_c=4\text{HA}10=3.14 \text{ cm}^2$

Tableau V.10 : Armatures des voiles.

V.5.6.4 . L'espacement:

D'après (RPA99 version 2003)

$$S < \min(1.5a ; 30\text{cm}) = \min(20 \times 1.5 ; 30 \text{ cm}) = \min(30; 30 \text{ cm})$$

On prendre : **S=25cm**

Dans la zone h/10 :

$$D \leq \frac{S}{2} = \frac{25}{2} = \min\left\{\frac{1.5a}{2}; \frac{30}{2}\right\} = \min\{18.75; 15\} \Rightarrow D = 10 \text{ cm}$$

On prendre : **D=10 cm**

Les espacements suivant le(BAEL) sont négligés par rapport **RPA99**.

VI.5.6.5. Choix d'armature:

- Dans la zone tendue :

$$A = 18.85 \text{ cm}^2 \longrightarrow 12\text{HA}20$$

- En zone courante :

$$A = 0.94 \text{ cm}^2 \longrightarrow \mathbf{4HA6}$$

V.5.6.6. Vérification des voiles à l'Effort tranchant:

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort tranchant trouvé à la base du voile, majoré de 40% (Art 7.7.2 RPA99 version 2003).

$$\bar{\tau}_b = 0.2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

a : épaisseur du voile

d : Hauteur utile h.

h : Hauteur totale de la section brute.

Application numérique:

$$T = 418.30 \text{ KN}$$

$$\tau_b = \frac{1.4 \times T_{cal}}{a.d} = \frac{1.4 \times 41830}{200 \times 317} = 0.92 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (\text{c.v})$$

La contrainte limite est : = **0.2 fc28 = 5 MPA** (l'article 7.7.2 RPA 99/version 2003).

$\tau_b = 0.92 \text{ MPa} \leq \bar{\tau} = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ condition vérifiée.

Alors, il n'y a pas de risque de cisaillement.

V.5.6.7. Armatures horizontales :

Le pourcentage minimum de l'armature horizontale pour une bande de 1 m de largeur.

V.5.6.8. Globalement dans la section du voile :(RPA99 version 2003) 7.7.4.3

$$A_{min}^g = 0.0015 \times b \times 1m = 0.0015 \times 20 \times 100 = 3 \text{ cm}^2$$

En zone courante :

$$A_{min}^c = 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 20 \times 100 = 2 \text{ cm}^2$$

Donc on prend : **Ac=4Ø10=3.14 cm²/ml**

V.5.6.8.2 . Les Armatures Transversal :

D'après les **RPA99**, les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles au mètre carré.

V.5.6.8.3 .Vérification de contrainte de compression : « à la base du refend»

Il faut que $\sigma_c \leq \bar{\sigma}_{bc} = 18.5 \text{ MPa}$

La vérification se fait pour la combinaison suivant : G+Q+E

$$\sigma_1 = \frac{N}{a \times h} + \frac{6M}{a \times h^2} = \frac{3940.06 \times 10^3}{200 \times 2950} + \frac{6 \times 3494.68 \times 10^6}{200 \times (3200)^2} = 16.39 \text{ MPa} < 18.5 \text{ MPa}$$

V.5.6.9. Ferrailage des voiles :

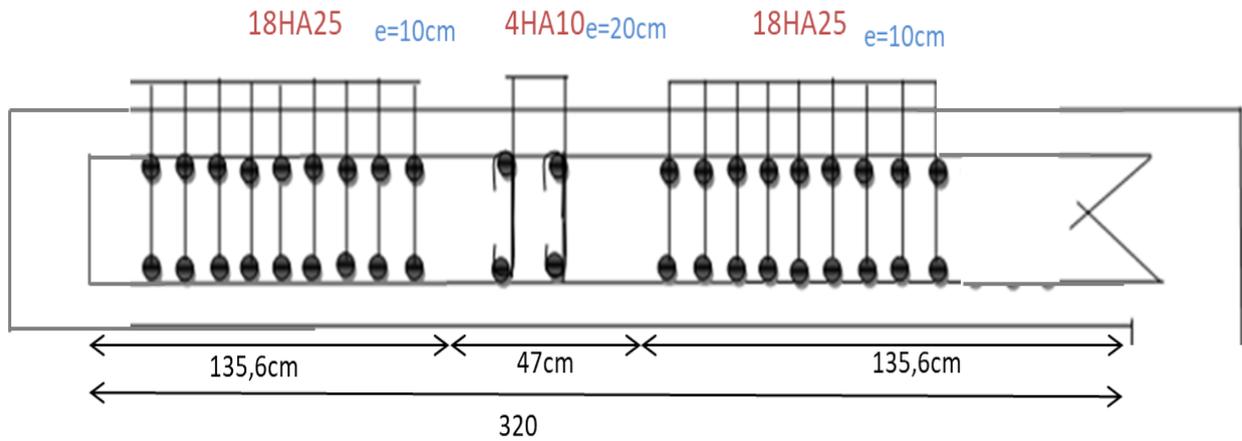
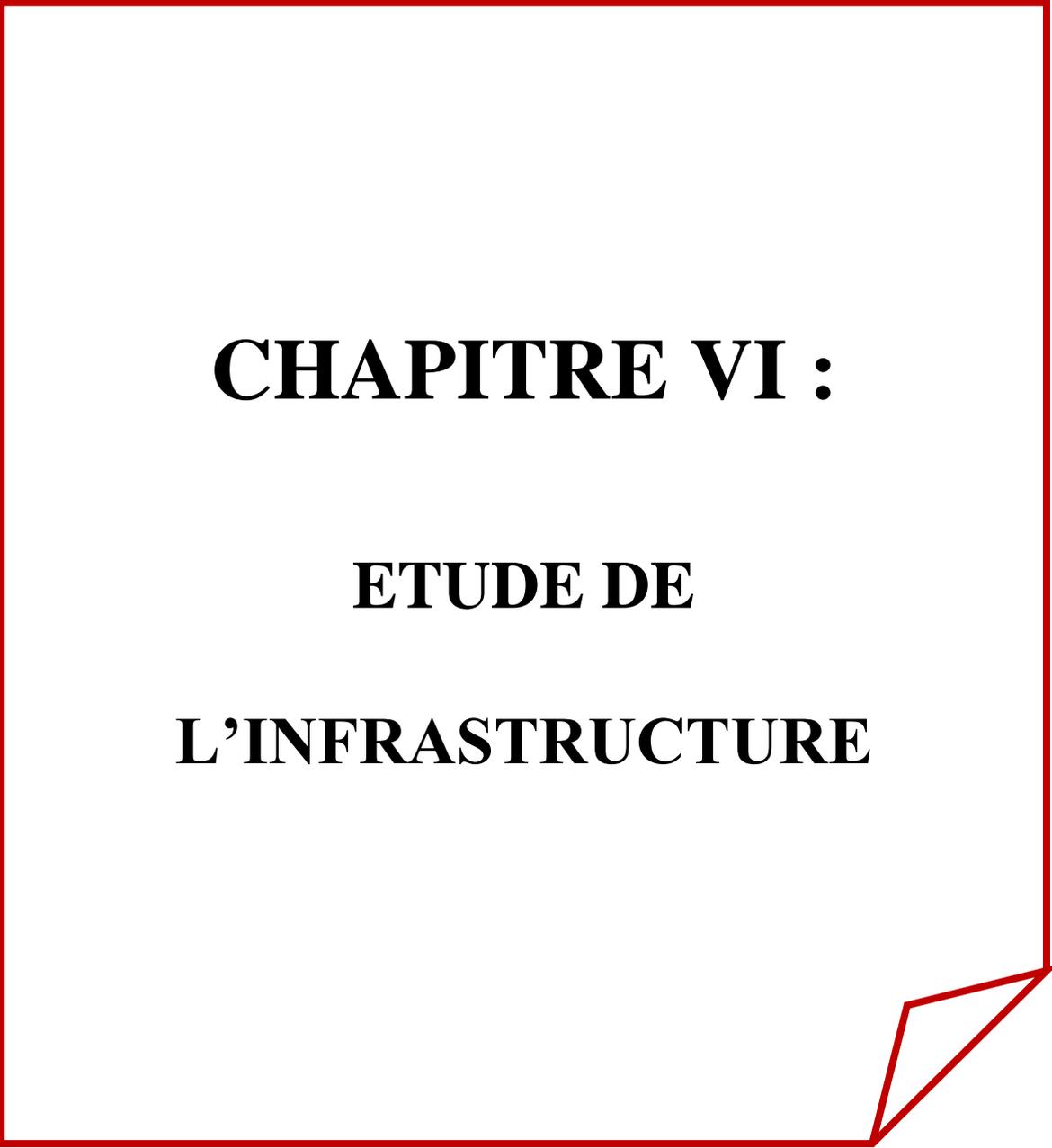


Figure V.11: Coupe de ferrailage du voile.



CHAPITRE VI :

ETUDE DE

L'INFRASTRUCTURE

VI.1. Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact direct avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage dont leurs bonnes conceptions et réalisations découlent la bonne tenue de l'ensemble.

Les éléments de fondation transmettent les charges au sol, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire des autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

L'ingénieur doit se baser sur trois préoccupations essentielles pour l'étude des fondations :

- La forme et l'emplacement de la fondation.
- La contrainte admissible du sol ne doit en aucun cas être dépassée.
- Le tassement doit être limité pour éviter le basculement ou la ruine de l'ensemble

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...)

VI.2. Calcul des fondations

Choix de type de fondation :

Fondations superficielles de type :

- Semelle isolée.
- Semelle filante.
- Radier général.

Remarque : Nous proposons en premier lieu des semelles isolées sous poteaux et filantes sous murs. 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 :
($S_s / S_b < 50 \%$)

VI.3. Définition de type de semelle

Calcul la section des semelles :

La surface des semelles donne par :

$$S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

S : La surface total de la semelle

$\sigma_{sol} = 2,00 \text{ bars} = 200 \text{ KN/m}^2$ (selon le rapport de sol)

La somme des réactions des poteaux et voiles sont :

– A L'ELS

$N_{ser} = N_G + N_Q$

$N_{ser} = 60990,78 \text{ KN}$ Selon Robot (E.L.S)

$$S_s = \frac{60990,78}{200} = 304,95 \text{ m}^2$$

Vérification du chevauchement :

On a la surface totale du bâtiment $S_b = (L_x \times L_y) - (l_x \cdot l_y) = (23,1 \times 22,2) - (4,5 \times 4,8 + 5,2 \times (4,5 + 4,8 + 4,6)) + (4,5 + 4,8) \times 5,2 + 4,5 \times 2,5 = 359,33 \text{ m}^2$

Faisant le rapport $\frac{S_s}{S_b} = \frac{304,95}{359,33} = 84,66\%$ on déduit :

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

Critères de choix :

Le radier est justifié si la surface des semelles isolées ou continues est très importante (**supérieure ou égale à 50 % de l'emprise du bâtiment**) Ce qui est le cas lorsque :

- le sol a une faible capacité portante mais il est relativement homogène.
- les charges du bâtiment sont élevées (immeuble de grande hauteur).
- l'ossature a une trame serrée (poteaux rapprochés).
- la profondeur à atteindre pour fonder sur un sol résistant est importante.
- Il est difficile de réaliser des pieux (coût - vibrations nuisibles).
- Il existe des charges excentrées en rive de bâtiment.

- Eventuellement, dans le cas de sous-sols utilisables (parking, garages, caves ...) ou en vue d'obtenir un sous-sol étanche (cuvelage)

Remarque : Le radier nervuré est de loin le plus économique :

$$40 \text{ cm} \leq \text{épaisseur paillasse} \leq 1 \text{ m}$$

$$0.5 \text{ m} \leq H_{\text{nervure}} \leq 1.5 \text{ m}$$

Le radier dalle n'est pas très économique :

$$70 \text{ cm} \leq \text{épaisseur paillasse} \leq 130 \text{ cm}$$

C'est ainsi que l'on préfère le radier nervuré au radier dalle

Nous choisissons : radier nervuré

VI.4. 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.

- **Pré dimensionnement du radier :**

- **Selon la condition d'épaisseur minimale :**

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$)

- **Selon la condition forfaitaire :**

Selon [Béton armé. Règles BAEL (Ossature et éléments courants)] (article 6.4.1.2)

- *Sous poteaux :*

La dalle : La dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes : $h \geq \frac{L_{\max}}{20}$

Avec une hauteur minimale de 25 cm $h \geq \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$

- **La nervure :**

La nervure du radier doit avoir une hauteur h_t égale à : $h \geq \frac{520}{10} = 52 \text{ cm}$ **Condition de**

la rigidité : $L_e \geq \frac{2 L_{\max}}{\pi}$

L_{\max} : plus grande distance entre deux poteaux :

L_e : longueur élastique.

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{K \times b}}$$

E : module d'élasticité.

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=40MN/m³).

b : largeur du radier (bande de 1m). D'où: $h \geq \sqrt[3]{\frac{48KL_{\max}^4}{E\pi^4}}$

$L_{\max} = 5\text{ m}$; $E = 3,2 \times 10^6 \text{ t/m}^2$; $K = 4000 \text{ t/m}^3$

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 5.2^4}{3,2 \times 10^6 \times 3.14^4}} \Rightarrow h \geq 0,767\text{m}$$

Conclusion : A partir des deux conditions (1) et (2)

⇒ On prend : hauteur totale du radier nervure $h_t = 80 \text{ cm}$ (dalle +nervure)

Et hauteur la dalle du radier $h_0 = 35 \text{ cm}$; largeur du nervure $b = h_{\text{poteau}} = 60 \text{ cm}$

Calcul de surface minimale du radier:

La surface du radier est déterminée en vérifiant la condition suivante :

ELU : 83297,94KN

ELS : 60990,78KN

$$\frac{N_{ser}}{S} \leq \bar{\sigma}_{adm} \Leftrightarrow S \geq \frac{N_{ser}}{\bar{\sigma}_{adm}}$$

N_{ser} : Effort normal total transmet par la superstructure plus le poids du radier à l'ELS.

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol =2.00 bar. **Selon rapport du sol**

poids de la superstructure = 37374,21 KN Selon Robot (E.L.S)

$$S_{rad} = \frac{60990,78}{200} = 304.95 \text{ m}^2$$

On a la surface du bâtiment $S_b = 359.33 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment est supérieure à la surface du radier

($S_b = 3.59.33 \text{ m}^2 > S_{rad} = 304.59 \text{ m}^2$), à cet effet, nous avons prévu un débordement (D).

L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times ((L_x + L_y) - (l_x + l_y))$$

S' : la surface final du radier.

S : surface totale du bâtiment

D : débordement

L_x : longueur en plan (25 m)

L_y : largeur en plan (12.850 m)

Calcul de débordement D:

$D \geq \text{Max} (h_r/2 ; 30 \text{ cm})$. Où: $h_r = 80 \text{ cm} \Rightarrow D \geq \text{Max} (40; 30 \text{ cm})$.

On prend :

$D = 0,5 \text{ m}$ alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = S + D \times 2 \times ((L_x + L_y) - (l_x + l_y)) = 359.33 + 0.5 * (100.2) = 409.43 \text{ m}^2.$$

Vérification de la stabilité du radier :

a. Vérification de la contrainte du sol sous les charges verticales :

La contrainte du sol sous le radier ne doit pas dépasser la contrainte admissible.

$$\text{Donc il faut vérifier : } \sigma = \frac{N_T}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$N_T = N_G + N_{radier}$$

N : effort normal du aux charges verticales

N_{radier} : effort normal dû au poids propre du radier

$$\text{Donc : } N_G = 37374,21 \text{ KN}$$

$$N_{radier} = 409.43 \times 0,35 \times 25 = 3582,51 \text{ KN}$$

$$N_T = N_G + N_{radier} = 60990,78 + 3582,51 = 64573,29 \text{ KN}$$

$$N_T = N_U + 1.35 N_{radier} = 83297,94 + 1.35 * 3582,51 = 88134,33 \text{ KN}$$

$$\sigma = \frac{64573,29}{409.43} = 157.72 \text{ KN} \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200 \text{ KN} / \text{m}^2 \rightarrow (\text{condition vérifiée})$$

b. vérification a l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'efforts de sous pression hydrostatique on doit vérifier : $W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$

Avec: W : poids total du bâtiment à la base du radier.

α : coefficient de sécurité vis-à-vis du soulèvement ($\alpha = 1.5$).

γ : poids volumique de l'eau ($\gamma = 10 \text{ KN} / \text{m}^3$).

h : profondeur de l'infrastructure ($h = 4 \text{ m}$).

S : surface de radier ($S = 409.43 \text{ m}^2$).

$$W = N_T = 64573,29 \text{ KN}$$

$$\alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S = 1.5 \times 10 \times 4 \times 409.43 = 24565,8 \text{ KN}$$

$$W \geq \alpha \cdot \gamma \cdot h \cdot S$$

$$64573,29 \text{ KN} \geq 24565,8 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

La condition est vérifiée, donc pas de risque de soulèvement.

c. Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL 91) (Art : 5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15.f_{c28}}{\gamma_b}, 4MPa \right\}$$

Avec : $b = 100 \text{ cm}$; $d = h-c = 35-5=30\text{cm}$

$$V_u = q_u \frac{L_{\max}}{2}$$

$$V_u = \frac{N_u \cdot b}{S_{rad}} * \frac{L_{\max}}{2} = \frac{88134,3285 \times 1}{409.43} * \frac{5.2}{2} = 559,68KN$$

$$\tau_u = \frac{559.68 \times 10^3}{1000 \times 300} = 1.87MPa \leq \tau_u = 2.5 MPa \Rightarrow \text{Condition vérifiée}$$

VI.5. Caractéristiques géométriques du radier

– Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel ROBOT :

$$X = \frac{\sum S_i \times X_i}{\sum S_i} = 12.84 \text{ m}$$

$$Y = \frac{\sum S_i \times Y_i}{\sum S_i} = 9.97\text{m}$$

– Moment d'inertie d'un radier :

$$I_{x-x} = \frac{b.h^3}{12} = 20161.52m^4$$

$$I_{y-y} = \frac{h.b^3}{12} = 22803.82m^4$$

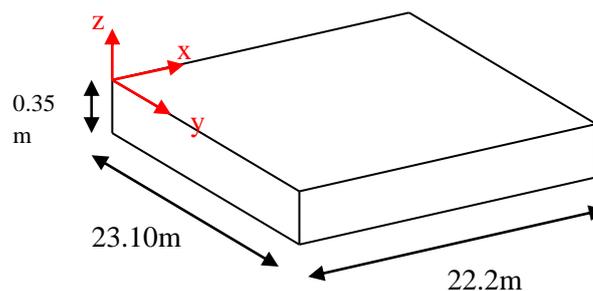


Figure.VI.1. Section équivalente au radier général

Tableau .VI.1. centre de masse

	Centre de gravité du radier	Centre de gravité du bâtiment	ex	ey
x_g	12,84	12,79	0.05	
y_g	9.87	9.97		0.1

VI.6. Vérification de stabilité

– **Vérification de la stabilité de radier :**

Sous les charges horizontales (forces sismiques) il y'a naissance d'un moment de renversement.

Les extrémités du radier doivent être vérifiées dans les deux sens transversal et longitudinal sous les Combinaisons suivantes :

- (G+Q+E) pour les contraintes maximales de compression.
- (0,8G-E) pour vérifier le non soulèvement des fondations.

– **Vérification de la stabilité du radier sous (0.8G± E) :**

Moment de renversement du au séisme pour chaque sens (x, y)

e : l'excentricité de la résultante des charges verticales.

M : moment dû au séisme.

N : charge verticale.

D'après le RPA99/version2003(art10.1.5) le radier reste stable si :

$$e = \frac{M}{N} \leq \frac{L}{4} \longrightarrow \text{ : l'excentricité de la résultante des charges verticales.}$$

$$L = L_x ; L_y$$

Sens longitudinal :

$$\Sigma N_{total} = 60990,78 \text{KN}$$

$$\Sigma M_x = 3016,30 \text{KN.m} \quad \Sigma M_y = 2694,90 \text{KN.m}$$

	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
N_{tot} (KN)	60990,78	60990,78
M (KN.m)	3016,30	2694,90
e (m)	0.04	0.035
L / 4 (m)	5.55	5.78

Condition	Condition vérifié	Condition vérifier
-----------	-------------------	--------------------

– Vérification au non soulèvement des fondations (G+Q+E)

Sens longitudinal :

$$\sigma_{moy} = \frac{3\sigma_{max} + \sigma_{min}}{4} \leq \overline{\sigma_{sol}}$$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{A} + \frac{M}{I} X_G ; \sigma_{min} = \frac{N}{A} - \frac{M}{I} Y_G$$

N =60990,78KN

M_{x-x}= 2706,64KN.m

M_{y-y}=3016,94KN.m

S_{radier}=409.43m²

I_{y-y}=22803.82

I_{x-x}=21061.52m⁴

X_G=12.82m

Y_G=9.97m

	G+Q+E			$\overline{\sigma_{sol}}$ (KN/m ²)	Observation
	σ_{max} (KN/m ²)	σ_{min} (KN/m ²)	σ_{moy} (KN/m ²)		
Sens (X-X)	150,61	147.32	149.79	200	Condition vérifier
Sens (Y-Y)	150,28	147,64	149,62	200	Condition vérifier

VI.7. 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 : $\rho = \frac{l_x}{l_y}$

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 : $\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et ν (prend 0.2 à l'ELS, 0 à l'ELU).

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastres 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 :

	<i>Le panneau de rive</i>	<i>Le panneau intermédiaire</i>
Sur travail	$M_{tx} = 0.85M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x$

Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91. La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

Calcul des moments fléchissant :

ELU	ELS
$q_u = \frac{(1.35G+1.5Q)}{S_{rad}}$	$q_{ser} = \frac{(G+Q)}{S_{rad}}$
$q_u = \frac{88134.33}{409.43}$	$q_s = \frac{64573.29}{409.43}$
$q_u = 215.26KN/m$	$q_s = 157.72KN/m$

Le plus grand panneau est le panneau de la rive (5.4m × 5,3 m)

a. l'ELU : $\nu = 0$; $q_u = 215.26KN/m$

$\alpha = 4.8/5.2 = 0.8$; $0.4 < 0.8 < 1 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau :

Les valeurs des coefficients sont données en fonction de rapport I_x/I_y et du coefficient ν par le tableau suivant:

$\rho = I_x/I_y$	$\nu=0$		$\nu=0.20$		$\rho = I_x/I_y$	$\nu=0$		$\nu=0.20$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0.4	0.1094	0.25	0.1115	0.293	0.7	0.0683	0.436	0.0743	0.585
0.41	0.1078	0.25	0.1100	0.301	0.71	0.0670	0.450	0.0731	0.596
0.42	0.1062	0.25	0.1086	0.309	0.72	0.0658	0.464	0.0719	0.608
0.43	0.1047	0.25	0.1072	0.317	0.73	0.0646	0.479	0.0708	0.620
0.44	0.1032	0.25	0.1059	0.325	0.74	0.0634	0.494	0.0696	0.632
0.45	0.1017	0.25	0.1046	0.333	0.75	0.0622	0.509	0.0685	0.644
0.46	0.1002	0.25	0.1032	0.341	0.76	0.0610	0.525	0.0674	0.657
0.47	0.0988	0.25	0.1019	0.349	0.77	0.0598	0.542	0.0663	0.670
0.48	0.0974	0.25	0.1006	0.357	0.78	0.0587	0.559	0.0652	0.683
0.49	0.0960	0.25	0.0993	0.365	0.79	0.0576	0.577	0.0642	0.696
0.50	0.0946	0.25	0.0981	0.373	0.80	0.0565	0.595	0.0632	0.710
0.51	0.0932	0.25	0.0969	0.381	0.81	0.0553	0.613	0.0621	0.723
0.52	0.0918	0.25	0.0957	0.391	0.82	0.0542	0.631	0.0610	0.737
0.53	0.0905	0.25	0.0954	0.400	0.83	0.0531	0.649	0.0600	0.750
0.54	0.0892	0.25	0.0933	0.410	0.84	0.0520	0.667	0.0589	0.764
0.55	0.0879	0.25	0.0921	0.420	0.85	0.0809	0.685	0.0579	0.778
0.56	0.0855	0.253	0.0909	0.431	0.86	0.0498	0.693	0.0569	0.791
0.57	0.0852	0.266	0.0897	0.442	0.87	0.0488	0.721	0.0559	0.804
0.58	0.0838	0.79	0.0897	0.453	0.88	0.0478	0.740	0.0549	0.818
0.59	0.0825	0.292	0.0873	0.465	0.89	0.0468	0.759	0.0539	0.832
0.6	0.0812	0.305	0.0861	0.476	0.90	0.0458	0.778	0.0529	0.846
0.61	0.0798	0.317	0.0849	0.487	0.91	0.0448	0.798	0.0519	0.861
0.62	0.0785	0.330	0.0837	0.497	0.92	0.0438	0.819	0.0510	0.875
0.63	0.0772	0.343	0.0825	0.508	0.93	0.0428	0.841	0.0500	0.891
0.64	0.0759	0.356	0.0813	0.519	0.94	0.0419	0.864	0.0491	0.906
0.65	0.0746	0.369	0.0801	0.530	0.95	0.0410	0.888	0.0483	0.923
0.66	0.0733	0.382	0.0789	0.541	0.96	0.0401	0.911	0.0475	0.939
0.67	0.0720	0.395	0.0777	0.552	0.97	0.0393	0.934	0.0467	0.954
0.68	0.0707	0.408	0.0766	0.563	0.98	0.0385	0.956	0.0459	0.970
0.69	0.0695	0.422	0.0754	0.574	0.99	0.0377	0.978	0.0451	0.985
					1.00	0.0368	1.000	0.0442	1.000

Figure.VI.2. Tableau de coefficient μ_x et μ_y

$\mu_x = 0,0438$

$\mu_y = 0.819$

- Donc les moments sont :

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0438 \times 215.56 \times 4.8^2 = 217,53 \text{ kN/ml.}$

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.819 \times 217,53 = 178,16 \text{ kN/ml.}$

$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 217,53 = 184.902 \text{ kn/ml.}$

$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 178,16 = 151.435 \text{ N/ml.}$

$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 \times M_x \rightarrow 0,30 \times 151.93 = 65.259 \text{ kn/ml.}$

Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{Mu}{b \times d^2 \times \sigma_b} \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{(1 - 2\mu)}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_s = \frac{Mu}{\beta \times d \times \sigma_s} \quad A_{s\text{min}} = \frac{0.23 b d f_{t28}}{f_e}$$

$\sigma_b = 14.2 \text{ Mpa} \quad ; \quad b = 100 \text{ cm} \quad ; \quad C = 4 \text{ cm} \quad ; \quad dx = h - c - \frac{\varphi_x}{2} = 35 - 4 - 2/2 = 30 \text{ cm}$

$\sigma_s = 348 \text{ Mpa} \quad dy = dx - \frac{(\varphi_x + \varphi_y)}{2} = 28 \text{ cm}$

Tableau VI.2. Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage des dalle radier à l'E.L.U

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	65259,84	184902,88	65259,84	151435,46
M	0,05	0,14	0,08	0,19
A	0,07	0,20	0,10	0,26
$\mu < \mu_L$	0,97	0,92	0,96	0,90
B	6,42	19,22	8,15	20,22
As (cm²/ml)	6,42	19,22	8,15	20,22
As min (cm²/ml)	3.62	3.62	3.38	3.38
Choix des barres	6HA12	7HA20	6HA14	7HA20
As Choix (cm²/ml)	6.786	21.994	9.234	21.994
Espacement (cm)	20	16	20	16

l'ELS : $v = 0.2$; $q_s = 157.72$ KN/m

$\alpha = 4.8/5.2 = 0.8$; $0.4 < 0.92 < 1 \rightarrow$ alors le panneau travaille dans les deux sens .

$\bar{\sigma}_b = 0.6 f_{c28} = 18$ MPa.....BAEL91(Art.4.5.2)

$\bar{\sigma}_s = \min\left\{\left(\frac{2}{3}\right) f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\right\}$ FeE400 $\Rightarrow \eta = 1.6$

$\bar{\sigma}_s = \min\left\{0,666 \times 400 , 110\sqrt{1.6 \times 2.1}\right\} \Rightarrow \bar{\sigma}_s = 201,63$ MPa

- **A partir du tableau :**

$\mu_x = 0,0510$ $\mu_y = 0.875$

- **Donc les moments sont :**

$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \rightarrow M_x = 0.0510 \times 157720 \times 4.8^2 = 185327,309$ n/ml.

$M_y = \mu_y \times M_x \rightarrow M_y = 0.875 \times 185327,309 = 162161,4$ N/ml.

$$M_{tx} = 0.85 \times M_x \rightarrow M_{tx} = 0.85 \times 185327,309 = 157528,21 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 \times M_y \rightarrow M_{ty} = 0.85 \times 162161,4 = 137837,19 \text{ N/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.30 \times M_x \rightarrow 0,50 \times 115944.94 = 55598,193 \text{ N/ml}$$

Tableau.VI.3. Tableau récapitulatif des résultats du ferrailage de la dalle radiée à l'E.L.S

	Dans le sens (x x')		Dans le sens (y y')	
	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)	Sur appui (N.m)	En travée (N.m)
M (N.m)	55598,19	157528,21	55598,19	137837,19
μ	0,04	0,12	0,05	0,12
α	0,05	0,16	0,06	0,16
β	0,98	0,94	0,98	0,94
As (cm²/ml)	9,39	27,77	10,09	26,04
As.min (cm²/ml)	3.62	3.62	3.38	3.38
Choix des barres	7HA14	6HA25	7HA14	6HA25
As Choix (cm²/ml)	10.78	29.45	10.78	29.45
Espaceme nt (cm)	15	20	15	20

VI.8. Calcul des armatures

- Vérification au cisaillement: BAEL 91 (A.5.1 ,21)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$V_u = \frac{q_u \cdot l_x \cdot l_y}{2l_y + l_x} = \frac{215560 \times 4.8 \times 5.2}{2 \times 5.2 + 4.8} = 353972.11 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{353972.211}{1000 \times 300} = 1,18 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa} \right) = \min(3; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 1,18 \text{ MPa} < \tau = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée n'est pas nécessaire des armatures transversales

Etude du débord du radier:

Le débord du radier est assimilé à une console d'une longueur de 50 cm. Le calcul de ferrailage se fera pour une bande de largeur de un mètre (1m).

b(cm)	h (cm)	d(cm)	L(cm)	qu KN/m	qs KN/m
100	35	30	50	215.26	157.720

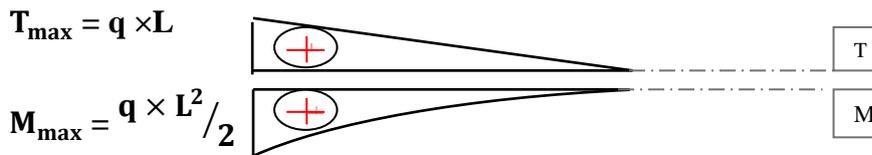
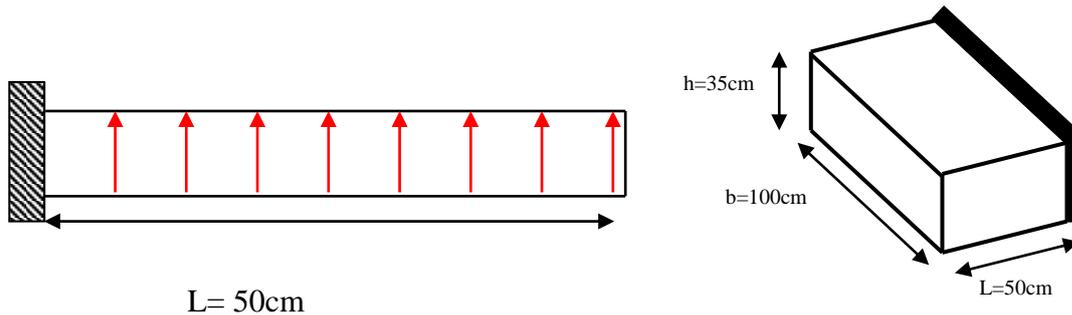


Figure.III.4. Schéma statique du débord du radier

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \quad , \quad \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$A_{s,\min} = \frac{0.23bdf_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} = 0,0025 \times b \times h = 3.62 \text{ cm}^2$$

l'ELU :

$$M_u = q_u \times l^2 / 2 = 19.595 \text{ KN.m}$$

Tableau.VI.5 Tableau récapitulatif des résultats de la ferrailage de debord à l'E.LU.

	M(KN.m)	M	α	B	AS (cm ²)	ASmin (cm ²)	ABAEL (cm ²)	Amax (cm ²)
ELU	131.11	0,021	0,027	0,989	2,61	3.62	8.75	8.75
ELS	95.89	0,015	0,018	0,993	3,28	3.62	8.75	8.75

Donc $A_s = \max(A_{BAEL}, A_{cal}, A_{Smin})$.

$$A_s = 8.75 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit $A=9.24=6\text{HA}14$ /ml avec un espacement 20 cm.

– **Vérification au cisaillement: BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d}$$

$$T_{\max} = q \times L = 215.26 \times 0.5 = 107,63 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{107630}{1000 \times 300} = 0,358 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min\left(0,15 \cdot \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPa}\right) = \min(3; 4 \text{ MPa})$$

$$\tau_u = 0,358 \text{ MPa} < \tau = 3 \text{ MPa}$$

Armature de répartition:

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{9.24}{4} = 2.31 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A=3,02=6\text{HA}8$ avec un espacement 20cm.

VI.9. Les sollicitations sur les nervures

– **Charge triangulaire :** $P = \frac{q_u \times l_x}{4}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge triangulaire.

Charge traingulaire $P=q_u=215.26$

– **Charge trapézoïdale :** $P = (1 - \frac{\rho}{2}) \times \frac{q_u \times l_x}{2}$ avec P charge équivalente produisant le même moment que le charge trapézoïdale.

$$P_u = 278,68$$

$$P_s = 203,83$$

On a $\rho = 0,923 \Rightarrow$ la transmission des charges sera subdivisée en deux charges (trapézoïdales et triangulaires).

Remarque : Nous allons calculer l'armateur dans les deux cas ELU et ELS et en prenant le plus grand moment dans les deux sens et généraliser sur les nervure.

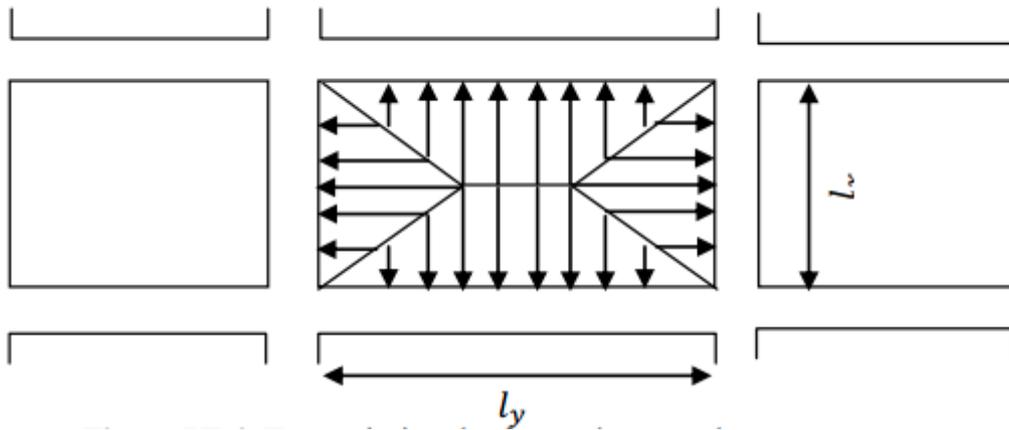


Figure.VI.6. Transmission de charge dans ces deux sens

Calcul des sollicitations :

Calcul les moments avec logiciel ROBOT 2018 Diagrammes des sollicitations : Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2018.

A L'ELU :

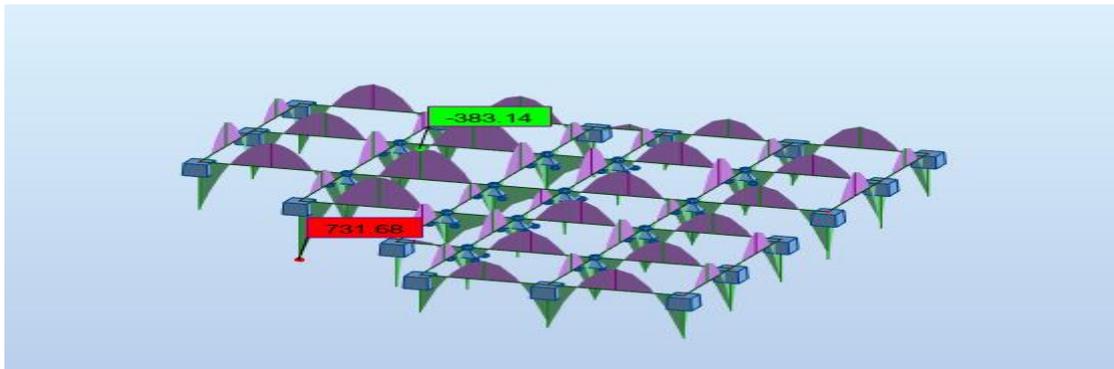


Figure.VI.2. Diagramme des moments fléchissant 'ELU

A L'ELS :

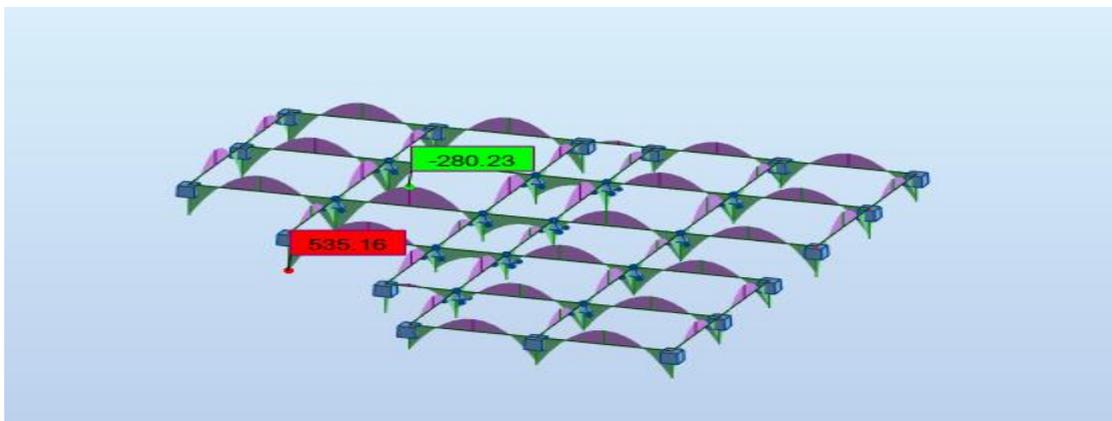


Figure.VI.7. Diagramme des moments fléchissant 'ELS

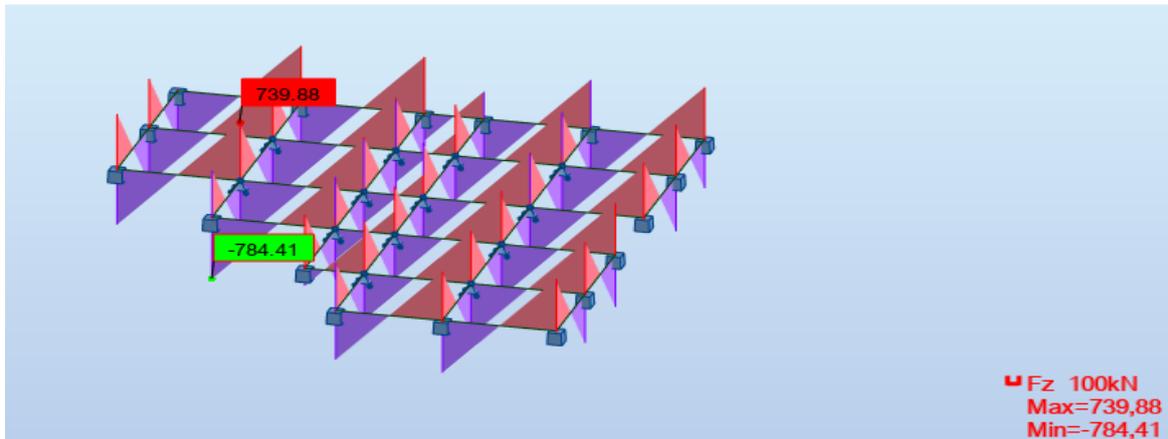


Figure.VI.8. Diagramme des efforts tranchant

VI.10. Calcul du ferrailage

– L'enrobage :

$$c \geq c_0 + \frac{\phi}{2}, \quad \phi \geq \frac{h}{10} \Rightarrow \frac{80}{10} = 8$$

$$c_0 \geq 1 \text{ cm} \Rightarrow c_0 = 1 \text{ cm.} \Rightarrow c \geq 1 + \frac{8}{2} = 5$$

Alors on adopte $c = 5 \text{ cm.}$; $d = h - c = 80 - 5 = 75 \text{ cm}$

Calcul des armatures longitudinales section (60X80)

– ELU :

- En travée : $M_{u(\max)} = 383.14 \text{ kn.m} = 383140 \text{ N.m}$
 - En appuis : $M_{app(\max)} = 731.68 \text{ kn.m} = 731680 \text{ N.m}$
- $\sigma_b = 14.2 \text{ MPa} / \sigma_s = 348 \text{ MPa}$

– ELS :

- En travée : $M_{s(\max)} = 280.23 \text{ kn.m} = 280230 \text{ N.m}$
- En appuis : $M_{app(\max)} = 535.16 \text{ kn.m} = 535160 \text{ N.m}$

$$\sigma_b = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 201.63 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{M}{\bar{\sigma}_b \cdot b \cdot d^2}, \quad A = \frac{M}{\sigma_s \cdot d \cdot \beta}, \quad \alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}); \quad \beta = 1 - 0.4\alpha$$

Cas		M [N.m]	μ	A	β	A_{cal} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	A_{BAEL} (cm ²)	A^{RPA} (cm ²)	A_{adop} (cm ²)	Section adop (cm ²)
ELU	Appuis	731680	0,153	0,209	0,916	30,59	5.43	4.8	24	22	8HA20=2 5.13
	Travée	383140	0,080	0,105	0,958	15,32	5.43	4.8	24	22	8HA20=2 5.13
ELS	Appuis	535160	0,127	0,170	0,932	37,97	5.43	4.8	24	22	13HA20= 40.84
	travée	280230	0,066	0,086	0,966	19,19	5.43	4.8	24	22	8HA20=2 5.13

– Condition de non fragilité : B.A.E.L (1.4.2.1) $A_{min} \geq 0.23 b.d \frac{f_{t28}}{f_l}$ Pourcentage

minimale : B.A.E.L 91 (art B.6.4) $A'_m \geq 0.001 b h$

– section minimale de RPA : ARPA = 0.5% b.h

la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (art A.5.1) :

$$T_{u \max} = 784.41 \text{KN} = 781410 \text{ N}$$

$$\bar{\tau}_u = \frac{784410}{600 \times 750} = 1.74 \text{MPa}$$

La fissuration est préjudiciable :

$$\tau_u \leq \min(0.15 f_{c28} / \gamma_b ; 4 \text{MPa}) = 3 \text{MPa}$$

$$\tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow (\text{condition vérifier})$$

⇒ Selon BAEL les armatures transversale ne son pas nécessaire, et il font disposer des cadre des armatures minimale :

$$\Phi \leq \min\left(\frac{h}{35}, \frac{b}{10}, \Phi\right) = (20, 60, 20) \Rightarrow \text{On prend } \Phi = 10 \text{ mm}$$

Espacement des armatures transversales : RPA 99.

– Dans la zone nodale $S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi; 30 \text{cm}\right)$

$$\Rightarrow S_t \leq (20 ; 24 ; 30 \text{ cm})$$

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

– dans la zone courante : $S'_t \leq \frac{h}{2} = \frac{80}{2} \Rightarrow S'_t \leq 40 \text{ cm}$

$$S'_t = 20 \text{ cm}$$

– la longueur de la zone nodale : $L' = 2h = 160 \text{ cm}$.

VI.11. État Limite de déformation BAEL91 (B.6.5.1)

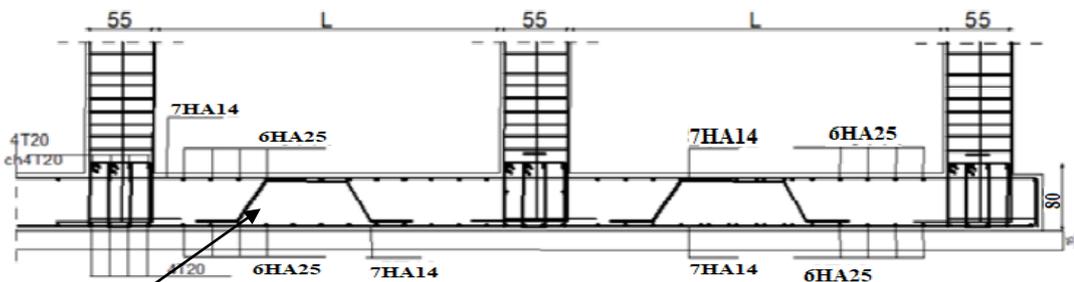
On peut admettre qu'il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les conditions suivantes sont vérifiées, et on fera le calcul sur la travée la plus chargée.

$$1) \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \frac{80}{520} = 0,153 > \frac{1}{16} = 0,0625 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$2) \frac{A}{b.d} \leq \frac{4,2}{f_e} = \frac{25.13}{60 \times 75} = 0,005 < \frac{4,2}{400} = 0,0105 \Rightarrow \text{condition vérifiée}$$

Présentation du ferrailage :

a. radier :



Chinage en T12

Figure VI.9. Schéma de ferrailage de la radier

b. Les nervures :



Figure VI.10. Schéma de ferrailage de la nervure en travée et en appui

VI.12. Longrine

La longrine (ou le dispositif équivalent) doivent être calculés pour résister à la traction sous l'action d'une force égale à : $F = (\frac{N}{\alpha}) \geq 20 \text{ KN}$ **RPA99(art 10.1.1)**

Avec : N : égale à la valeur maximale des charges verticales de gravité apportées par les points d'appui solidarisés.

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée (tableau 10.1)

Site	I	IIa	IIb et III
S ₁	-	-	-
S ₂	-	15	12
S ₃	15	12	10
S ₄	12	10	8

$$F = (\frac{N}{\alpha}) \geq 20 \text{ KN} \Rightarrow F = \frac{2702.14}{12} = 225.18 \text{ KN} \geq 20 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{Condition vérifier}$$

Les dimensions minimales de la section transversales des longrines sont :

30 cm × 30 cm : sites de catégorie S3 en adopté une section de (30x30) cm².

Le ferrailage minimum doit être de 0,6 % de la section avec des cadres dont l'espacement est inférieur au min (20 cm, 15 ϕ_1).

Calcul des armatures longitudinales :

- **ELU** : $A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{134}{201.66} = 11.17 \text{ cm}^2$

Le ferrailage minimal : D'après RPA99

$A_{min} = 6\% \cdot B^t = 0.006 \times 30 \times 30 = 5.4 \text{ cm}^2$

Donc : $A = \max(A_s; A_{min}^{RPA}) = A_s = 11.12 \text{ cm}^2$

On adopte : 6T16 = 12.066 cm²

Les armatures transversales :

Pour les armatures transversales, elles seront utilisées seulement pour le montage des armatures longitudinales, soit des cadres

$\Phi 8$ (fissuration est préjudiciable)

L'espacement : Selon RPA99

$$S_t \leq \min(20 \text{ cm} ; 15\phi_l) ; S_t = 20 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0.003 \times S_t \times b = 0.003 \times 20 \times 30 = 1.80 \text{ cm}^2$$

En choisit un cadre en $\text{Ø} 8$ et étrier en $\text{Ø} 8 = 2.01 \text{ cm}^2$.

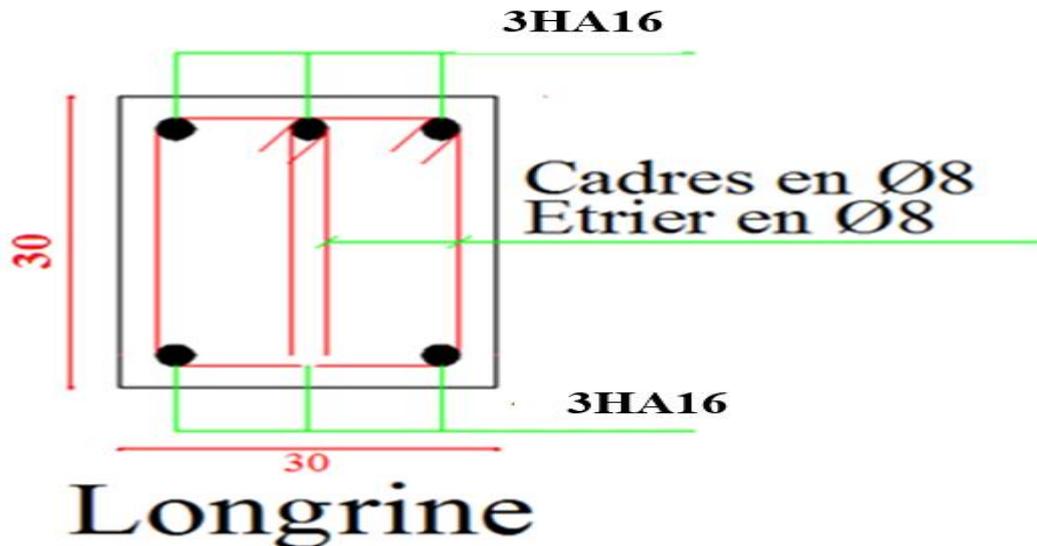


Figure.VI.11. Ferrailage de longrine.

VI.13. La dalle flottante

VI.13.1. Introduction

La terre pleine peut constituer le soubassement d'un immeuble, cette solution est souvent plus économique qu'un vide sanitaire, dans la mesure où le sol le permet.

On distingue deux types de dallage sur terreplein :

- Dallage porteur: est lié à la bêche périphérique.
- Dallage non porteur: est indépendant de la structure.

Le choix entre ces deux cas sera fonction des charges verticales et la nature du sol.

Pour se fixer les idées, précisons que le système à dallage porteur s'accommode bien une structure légère, mais dans notre projet, nous avons utilisé le système à dallage non porteur.

VI.13.2. mise en oeuvre

La mise en œuvre d'un dallage sur terreplein sans être très délicate doit se faire en respectant les trois étapes suivantes :

- La préparation du sol.

- La mise en place de terre pleine.
- L'exécution du dallage.

VI.13.2.1. Préparation du sol

La préparation du sol qui doit comporter 4 étapes :

- Décapage.
- Nivellement.
- Compactage.
- Drainage

VI.13.2.2. Mise en place de terre pleine

La terre pleine est un rapport de matériaux disposé sur le sol en place qui va servir au dallage. Il peut être constitué par des cailloux, des graviers et des sables mélangés ou non, il ne doit comporter ni gravier ni matière organique. Le matériau est répandu et compacté par couches régulières de 20 cm d'épaisseur au plus. Cette terre pleine va recevoir une couche d'isolation ou d'étanchéité. Il faut donc l'arranger pour éviter le poinçonnement. Dans ce but répandez un lit de sable de 5 cm d'épaisseur moyenne ou bien un lit de mortier maigre de 3 cm.

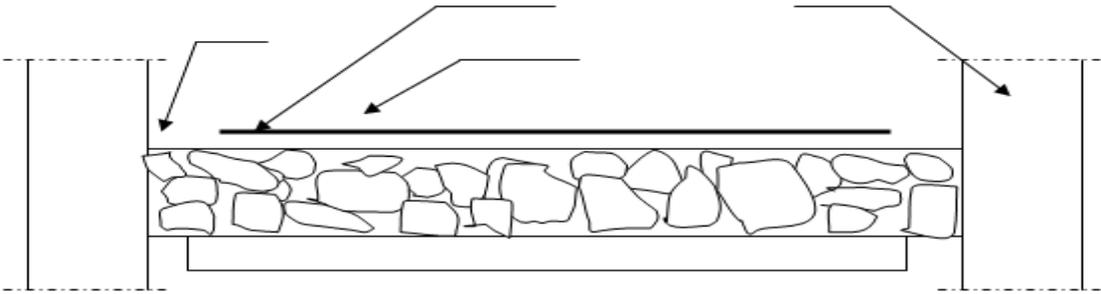
On peut réaliser la couche d'étanchéité à l'aide de feuille de polyéthylène.

VI.13.2.3. Exécution de dallage

L'épaisseur minimale de dallage doit être de 8 cm, pour notre projet, on choisit une épaisseur de 10 cm en béton armé.

Pour un dallage non porteur c'est à dire indépendant de la structure à l'aide d'un joint de 2 cm au minimum.

L'armature est constituée par une nappe de treillis soudés soit (forfaitairement) de $\Phi 6$, maille de $(20 \times 20) \text{ cm}^2$, ces armatures placées à la partie supérieure.



CONCLUSION

GENERALE

COCLUSION GENERALE

Ce projet final a été l'occasion de comprendre la complexité de la construction, notamment à travers l'exploration de nombreux concepts, des réglementations sismiques et de leur mise en œuvre. L'expérience nous a aidés à comprendre les étapes nécessaires pour inspecter la structure en béton armé et à comprendre le comportement des différents éléments structurels afin de respecter les réglementations applicables. Cela nous a également permis de comprendre de nombreux aspects du métier de la construction. La capacité de voir particulièrement clairement et d'entrer dans les détails quand ce n'est pas clair. Même si les travaux réalisés dans ce projet d'Etude Finale n'ont pas répondu à toutes les questions que nous nous posions, ils nous ont tout de même donné le droit d'utiliser les connaissances acquises lors de notre formation et d'échanger avec les ingénieurs du bureau d'études ou du bureau de contrôle. Nous pouvons nous améliorer en partageant nos connaissances et nos expériences. Après tout, notre travail est le résultat de cinq années de travail. Cela nous a permis de regarder en arrière et de voir les connaissances que nous avons acquises pendant nos études universitaires. Nous espérons que nous avons atteint notre modestie et nous espérons que cet humble ouvrage sera le début d'autres travaux qui l'enrichiront, le développeront et le compléteront et qu'il sera utilisé à des fins promotionnelles.

Bibliographie

Lors du développement de mon projet senior, les documents suivants m'ont grandement aidé à résoudre les problèmes uniques que j'ai rencontrés au cours de mon projet.

REGLEMENTS :

- ❖ **RPA99V2003** : règlement parasismique algérienne.
- ❖ **BAEL91** : béton armé aux états limites.
- ❖ **D.T.R.B.C .2.2**: Document technique réglementaire.

COURS :

- ❖ Béton armé.....U M^{ED} KHAIDER.
- ❖ Résistance des matériaux..... U M^{ED} KHAIDER.

LES LOGICIELS :

- ❖ ROBOT 2024.....Modélisation.
- ❖ Autocad 2010.....Dessin.
- ❖ Word 2010.....Traitement du texte.

- Excel 2010.....Dessin de la courbe.