



Université Mohamed khider –Biskra

Faculté d'Architecture, de l'Urbanisme, de Génie Civil et de l'Hydraulique

Département de Génie civil et d'Hydraulique

MÉMOIRE DE MASTER

Sciences et Technologies

Filière : génie civil

Spécialité : calcul et contrôle technique des constructions

Réf. :

Présenté et soutenu par :

FETHALLAH Afaf

Le: [Click here to enter a date.](#)

Dimensionnement et modélisation d'un bâtiment à usage d'habitation (R+12) à Batna et suivi de chantier

Jury :

Président de jury : Dr. khachai Abdelhak

Examineur : Dr. chabi samia

Encadreur : Dr.Femmam Abla

Année universitaire : 2024-2025



شكر و عرفان

الحمد لله الذي وفقني في دراستي الى أن
وصلت إلى هذا المستوى
أما بعد أتقدم بشكر وتقدير لكل من
ساندني ودعمني خلال هذه المرحلة بدءا
بعائلتي و كل أستاذتي الكرام بجامعة
محمد خيضر وأخص بالذكر الاستاذة فمام
عبلة و الاستاذ محمد مشكوري اللذان
تفضلا بالإشراف على هذه المذكرة
وأختي أحلام التي كان لها الفضل الكبير
لوصولي إلى هذا المستوى فلهم جزيل
شكر وتقدير....

إهداء

إلى خالد الذكر وكان خير مثال لرب الأسرة أبي
« مداني » رحمه الله الحاضر بروحي قلبي وملهمي الاول
الذي رحل قبل أن يقطف ثمار زرعته ...
إلى ثمرة الخير والتضحية التي ساندتني في رحلتي أُمي
حفظها الله....

إلى ظلي الذي يمنعني من سقوط أخي وإخوتي....
إلى من رفقتهم توجد شمعة لا تتوقف عن الإشراف اصدقائي...
إلى كل الداعمين لي للوصول إلى هذا النجاح.....
إلى كل عائلتي فتح الله وكرباع

Résumé

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation constitué de (R+12) qui sera implantée dans la wilaya de Batna, classée en zone III selon le règlement parasismique Algérien (RPA version 2024).

En utilisant les règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA.V.2024 et B.A.E.L91 modifié99), cette étude entame la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, ensuite le pré dimensionnement de la structure, la descente des charges et calcul des éléments principaux (poteaux, poutres et voiles) et secondaires (poutrelles, balcons, escaliers, acrotère, planchers).

En fin on a effectué une étude dynamique de la structure avec le logiciel robot, afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique), et on terminera le travail avec une conclusion générale.

المخلص

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني يتكون من اثني عشر طابق والذي سيقع في ولاية باتنة المصنفة ضمن المنطقة الزلزالية رقم III من أجل ذلك كانت الدراسة المطبقة على هذه البناية وفق معايير مقاومة الزلازل الجزائرية (RPA Version 2024) واستخدام قواعد الحساب والتحقق من الخرسانة المسلحة (B.A.E.L 91 modifié 99).

تبدأ هذه الدراسة بالوصف العام للمشروع و عرض تقديمي لخصائص المواد المستعملة ، ثم الأبعاد المسبقة للهيكل و نزول الاحمال وحساب العناصر الأساسية من (الأعمدة ، روافد ، جدران) و الثانوية (الروافد ، الشرفات ، السلالم ، الحاجز ، الأرضيات).

في الأخير نستعمل برنامج روبرت للقيام بدراسة زلزالية بهدف تحديد الاجهادات المختلفة للبناية، و سنتنتهي المذكرة بخاتمة عامة لهذا العمل.

SOMMAIRE

شكر وعرفان.....	
إهداء.....	
Résumé :	
SOMMAIRE.....	
LISTE DES FIGURES.....	
LISTES DES TABLEAUX	
LES PLANS	
INTRODUCTION GENERALE	

PARTIE A SUIVI DE CHANTIER

INTROUDUCTION	3
1. PRESENTATION DU PROJET	4
2. Les plans de projet :	5
3. l'ORGANISATIONS DE CHANTIER :	8
3.1 LE BUT :	8
3.2 Représentations des aires de stockage et des voies de circulation :	8
3-3 Clôture ou palissade (éventuellement balises et TS proscrit) :	9
3.4 L'installations des différents post de travail :.....	9
3.4.1 Cantonnements (bureaux, réfectoire, magasin....).....	9
3.4.2. Stockage de ferrailage :.....	10
3.4.3 Stockage de coffrage :	10
3.4.4 Aire de stockage des matériaux :.....	11
3-4-5 les appareils de coupage :.....	14
3-4-6. les engins de chantier :.....	14
3-4-6-1. les engins de levage :.....	14

3.4.6.2 Les engins de transport :	15
3.4.6.4. Les engins de bétonnage :	15
3.4.6.5 les engins de production :	16
3.4.6.6. Le vibreur :	16
5. Avancement de chantier :	17
5.1 Installation de chantier :	17
5.2 Implantations du projet :	17
5.3 Terrassement de terrains :	17
5.4 La réalisation des fouilles :	18
6. Les fondations :	18
6.1 Le béton cyclopéen :	18
6.2. Les semelles :	19
6.2.1. L'amorce poteaux:	20
6.2.2. Longrines :	20
6.2.3. Le voile :	21
6.2.4. Les poteaux :	22
6.2.5. L'escalier :	24
6.2.6. Les poutres	24

PARTIE B ETUDE DE BATIMENT

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

I.1. Présentation de l'ouvrage :	45
I.1.1. Introduction :	45
I.1.2. Caractéristiques Géométriques :	45
I.1.3. Données géotechniques du site :	45
I.1.4. Conception de la structure:	45
I.2. Caractéristiques mécaniques des matériaux :	47

I.2.1.Le Béton :	47
1) Définition.....	47
2) Caractéristiques mécaniques du béton :	47
I.2.3 L'Acier: BAEL91 (Article A.2.2) :	50
1) Définition :	50
2) Caractéristiques mécaniques :	50
I.2.4.Etats limites :	51
I.2.5.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :	51
I.3. Les règles et les normes de calcul :	52

CHAPITRE II : Pré dimensionnement et descente de charge

II.1 Pré dimensionnement :	55
II.1.1 .Introduction	55
II.1.2.Poutres:	55
II.1.2.1.Les poutres principales :	55
II.1.2.2. Les poutres secondaires :	56
II.1.3Les poteaux:	57
II.1.4. Planchers (Corps creux) :	59
II.1.4.1.Hauteur du plancher :	59
II.1.4.2.Poutrelles :	60
II.1.5.L'escalier :	62
II.1.5.1.Définition :	62
II.1.5.2.Calcul du dimensionnement (g, h) :	62
II.1.6.Les balcons :	65
II.1.6.1.Définition :	65
II.1.8. L'acrotère:	67
II.2. la descente des charges :	68

II.2.1.Introduction:	68
II.2.2. Évaluations des charges et surcharges :	68
I.2.2.1.Plancher Terrasse Inaccessible : DTR B.C.2.2.....	68
II.2.2.2.Plancher étage Courant :	69
II.2.2.3.Les Murs :	69
II.2.2.3.1.Murs extérieurs en maçonnerie :	69
II.2.2.4.Les balcons :	70
II.2.2.4.1.Balcon terrasse (dalle pleine) :	70
II.2.2.5. L'acrotère :	71
II.2.2.6. Les escaliers :	72
II.2.2.6.1.Palier:	72
II.2.2.6.2Paillasse:.....	72
II.2.3.Descente des charges sur les poteaux :	73
II.2.3.1.Loi de dégression : DTR B.C.2.2 :	73
II.2.3.2.Descente des charges sur le poteau de rive (E-8) :	73
II.2.3.3.descente des charges sur le poteau de rive (D-8).	79
CHAPITRE III :	
III.1.Introduction:	
III.2.Etude de l'acrotère :	86
III.2.1.Définition :	86
III.2.2.Evaluation des charges :	86
III.2.4.Combinaison d'action :	88
III.2.6. Vérification :	90
III.2.7. Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1, 1) :	91
III.2.8.Armatures de répartition : BAEL91 (A.8.2.41) :	91
III.2.9 .Espacement des armatures : BAEL91 (A.8.2, 42) :	91

III.2.10. Présentation du ferrailage :	92
III.3.LES BALCON :	93
III.3.1.Balcon sur un seul appui :	93
III.3.1.1Méthode de calcul :	93
III.3.1.2Évaluation des charges :	93
III.3.1.3.Calcul des sollicitations :	94
III.3.1.4.Calcul du ferrailage à l'E.L.U:	94
III.4.Vérifications	95
III.4.1Armatures de répartition :	96
III.4.2Espacement des armatures :	96
III.4.Escaliers :	98
III.4.1.Introduction:	98
III.4.2.Définition des éléments d'un escalier :	98
III.4.2.1Charges et surcharges des escaliers :	98
III.4.2.2Combinaisons d'action :	98
III.4.3 La charge équivalente :	99
III.4.4.Calcul du ferrailage à l'E.L.U :	100
III.4.5. Vérifications :	101
III.4.6. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2) :	101
III.4.7.Vérification de l'effort tranchant :	102
III.4.8.Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1) :	102
III.4.9.Calcul du moment fléchissant d'ELS :	103
III.4.10 : Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:	104
III.4.11.Calcul de la flèche :	105
III.5.La poutre palière:	107
III.5.1Définition :	107

III.5.2.Pré-dimensionnement :.....	107
III.5.3.Evaluation des charges :.....	108
III.5.4. Calcul de la poutre en flexion :.....	108
III.5.5. Combinaison d'action :.....	108
III.5.6. Les sollicitations :.....	109
III.5.7 : Calcul du ferrailage :.....	109
III.5.8 : Vérification :.....	110
III.5.8.Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1) :	111
III.5.9.Armatures transversales : D'après le RPA (art.7.5.2.2) :	112
III.4.6 : Calcul de la poutre palière à la torsion :.....	113
III.4.6.1 : Les armatures longitudinales (BAEL 91 ver 99; Art 5.4.4) :.....	114
III.4.6.2. Les armatures transversales (BAEL 91 ver ; Art 5.4.4).....	114
III.4.6.3Les armatures totales :	115
III.4.7 : Dessin de ferrailage de la poutre palière :	117

CHAPITRE IV : Etude des planchers

IV.1.Introduction :.....	119
IV.2.Méthodes de calcul :	119
IV.3.Calcul des poutrelles :.....	119
IV.3.1. Les type des poutrelles :.....	120
VI.3.2.La méthode de Caquot :.....	121
VI.3.3.Évaluation des charges :	122
VI.4.Calcule ferrailage :.....	135
VI.5.Les caractéristiques géométriques des poutrelles.....	135
VI.6.Calcul des armatures longitudinales.....	136

CHAPITRE V : ETUDE DYNAMIQUE

V.1.Introduction:	142
-------------------------	-----

V.2. Objectif de l'étude dynamique :	142
V.3.Méthode de calcul RPA99 2024 (Art. 4.1.1) :	142
V.3.1.Méthode statique équivalente :	143
V.3.2.Les Méthodes Dynamiques :	144
V.3.3.But de l'analyse dynamique :	144
V.3.4.Classification de l'ouvrage : Selon les RPA Version 2024	145
V.3.5.Spectre de réponse de calcul : RPA2024 (art.3.3.3)	145
V.4. Estimation de la période fondamentale de la structure (art.4.2.4) RPA2024 :	147
V.5. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):	147
V.5.1 Description du logiciel ROBOT VERSION 2025 :	147
V.5.2.1.Modélisation de la nouvelle structure :	150
V.6. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :	156
V.6.1. Vérification de la période de la structure :	156
V.6.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :	156
V.6.2.1. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :	156
V.6.2.4.Vérification les déplacements : RPA2024 (art 4.5.2).	161
V.7.3.Vérification de l'effort normal réduit : RPA.V.2024 (art 7.1.3).	169

CHAPITRE VI : FERRAILLAGE DES ELEMENT STRUCTURAUX

VI.1.Introduction :	170
VI.2.Combinaisons d'actions :	170
VI.3.Ferraillage des poteaux :	170
VI.3.1.Introduction :	170
VI.3.2. Recommandations du RPA.V.2024 : (art7.4.2)	171
VI.3.3.Calcul de ferraillage :	173
VI.3.4. Les sollicitations dans les poteaux :	174
VI.4.Ferraillage des poutres :	185

VI.4.1 Introduction :	185
VI.4.2. Combinaisons des charges :	185
VI.4.3.Recommandations du RPA .V. 2024(art 7.5.2):	185
VI.4.4.Calcul de ferrailage :	186
VI.5.Ferrailage de voile :	200
VI.5.1: Introduction :	200
VI.5.2: Types d'armatures : (art.7.7.4. RPA.V.2024)	200
VI.5.2.1: Aciers verticaux :	200
VI.5.2.2: Aciers horizontaux :	200
VI.5.3: Règles communes :	200
VI.5.4 : Calcul de ferrailage :	201
VI.5.6.2.Les sollicitations dans les voiles :	202

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction :	208
VII .2. Définition :	208
VII.3. Le choix de type de fondation:	208
VII.3.1Différents types de fondations :	208
VII.3.2Type de fondations superficielles:	208
VII.3.3Combinaison d'action :	209
VII.4.Calcul des fondations :	209
VII.4 .1. Etude géotechnique :	209
VII.4 .2 . Calcul la section des semelles :	209
VII.5.Radier général :	210
VII.5.1. Pré dimensionnement du radier :	211
VII.6.1.Vérifications diverses :	213
VII.6.2 : Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91(Article 5.1)	213

VII.7. Vérification au poinçonnement :	213
VII.7.1 : Vérification de la stabilité du radier :	214
VII.7.2 : Ferrailage du radier :	215
VII.7.3.Méthode de calcul :	215
VII.7.4 : Calcul de la réaction du sol sous le radier :	216
VII.7.5 : Ferrailage de la dalle de radier :	216
VII.7.6. : Diagrammes des sollicitations :	223
VII.7.Calcul du ferrailage :	226
CONCLUSION GENERALE	231
LISTE DES REFERENCES BIBLIOGRAPHI	233

LISTE DES FIGURES

LISTE DES FIGURES

Titre de tableaux	Page
Figure.1 : panneau d’affichage de chantier.	03
Figure.2 : plans de situations de chantier.	05
Figure.3 : plans de masse de chantier.	05
Figure.4: plans des étages du projet.	06
Figure.5: plans des vues ensembles du projet.	07
Figure.6 : schéma d’installation de chantier.	08
Figure .7 : clôture à palissade	09
Figure.8 : les cantonnements	09
Figure.9: aire de stockage du ferrailage	10
Figure.10 : Aire de stockage de coffrage	10
Figure.11 : stockage de ciment	11
Figure.12: ciment de type CPJ-CEM II/A42.5.	11
Figure.13 :.stockage de sable et gravier	12
Figure .14 :L’acier stocké directement sur le terrien	12
Figure.15 : Le stockage des briques	13
Figuire.16 : les bassins d’eaux	13
Figure.17. appareils de coupage d’acier	14
Figure.18 :la grue	14
Figure.19 : camion	15
Figure.20 : bétonnière	15
Figuure.21 : chargeur.	16
Figure-21. Un vibreur électrique	16
Figure.22 : décapage de terrains	17
Figure.23 : la réalisation des fouilles	18
Figure.24 : le béton cyclopéen âpre coulage	18
Figure.25 ferrailage des semelles filant.	19
Figure.26 : semelle filant âpre coulage.	19
Figure.27 : coffrage et décoffrage d’amorce poteaux	20

LISTE DES FIGURES

Figure.28 : vue général sur longrine.	20
Figure .29 : ferrailage de voile	21
Figure.30 ; voile après coulage	22
Figure.31: ferrailage, coffrage et décoffrage des poteaux	23
Figure.32 : coffrages d'escalier	24
Figure.33 : ferrailage des poutres	25
Figure.34 coffrage et ferrailages plancher corps creux	26
Figure .35 : décoffrage de plancher	27
Figure.36 : coffrage de balcon .	27
Figure.37 : vue de l'acrotère	28
Figure.38 défaut de manque de vibration	29
Figure.39 : défaut de manque de vibration	29
Figure 40 : présence de réfraction au niveau de corps creux après le décoffrage	30
Figure.41 : défaut de l'élément court	30
Figure .42 : défaut de ferrailage de balcon (corps creux)	31
Figure.43 : mur intérieurs 10 cm d'épaisseur	32
Figure.44 : passage des gaines et du câble électricité	32
Figure.45 : pose de porte	33
Figure. 46 : revêtement des murs et des plafonds	35
Figure.47 : revêtement de sol	36
Figure.48 : le bâtiment finis	37
Figure II.1: pré dimensionnement de Poutre principal.	51
Figure II.2 : pré dimensionnement de Poutre secondaire.	52
Figure II.3 : coffrage des poteaux.	52
Figure II.4 : pré dimensionnement des poteaux.	53
Figure II.5 : plancher à corps creux.	54
Figure II.6 : schéma de calcul	55
Figure II.7: schéma de plancher corps creux	56
Figure II.8: schéma de L'escalier	56

LISTE DES FIGURES

Figure II.9: schéma de marche et contre marche	57
Figure II.10: Vu en plan de la cage d'escalier	58
Figure II.11: schéma statique d'escalier	59
Figure II.12: schéma de types des dalles pleines	59
Figure II.13: coupe de voile en élévation	61
Figure II.14: schème de l'acrotère	62
Figure II.14. Plancher terrasse	64
Figure II.15. Plancher étage courant	64
Figure II.16. Coupe verticale d'un mur extérieur	65
Figure II.18 : surface afférente poteau (E-8)	68
Figure.II.19 : Surface afférente poteau (E-8).	69
Figure.II.20 : Surface afférente poteau (D-8).	73
Figure.III.1 : Caractéristiques géométriques de l'acrotère.	81
Figure.III.2 : schémas statique de M, N, T.	83
Figure.III.3 : Section de calcul de l'Acrotère	83
Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.	87
Figure III.4 : Schéma statique d'une planche de balcon	88
Figure III.5 : Ferrailage des balcons.	91
Figure. III.6: schéma des charges équivalent.	92
Figure III.6 : Ferrailage des escaliers	99
Figure.III.7: Vue 3D pour la poutre palier	99
Figure.III.8: Schéma statique de la poutre pallier.	100
Figure.III.9: Schéma de la poutre palière a la torsion	105
Figure.III.10: aire de la torsion	106
Figure.III.11: ferrailage de la poutre palière	109
Figure. IV.1 : Les différents types des poutrelles.	112
Figure .IV2 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher terrasse	118
Figure.IV.3 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher courant	119

LISTE DES FIGURES

Figure.IV.4 Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher courant	120
Figure.IV.5 Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher terrasse	121
Figure.IV.6 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher courant	123
Figure IV .7 : Schéma de ferrailage de poutrelle	125
Figure.V.1 : simulation de la force sismique	126
Figure.V.2 : spectre de réponse	136
Figure.V.3 : Modalisation de la structure.	139
Figure. V.4 : Disposition des voiles (1ère variante).	139
Figure. V.5 : vue en 2D et plan de la 1 ère proposition	141
Figure. V.6 : vue en 2D et plan de la 2ème proposition	143
Figure V.7: Premier mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T1=1.29s)	144
Figure V.8 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T2 = 1.05 s)	145
Figure V.9 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan (T2 = 0.81 s).	145
FigureV.10 : Distribution de la résultante des forces sismique et l'effort tranchant sens Y	151
Figure V.11 : Effet (P-Δ)	153
Figure VI.1 : Détails d'armatures longitudinales et Détails de zone nodale	163
Figure.VI.2 : schéma de poteaux	164
Figure VI.3 : schéma de poteaux	171
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage des poteaux.	175
Figure VI.5: section de Poutre principal.	177
Figure VI.6 : résultats des efforts et moments pour chaque combinaison de PP DE POUTRE PRINCIPALE	178
Figure VI.7 : résultat d'efforts tranchant	182
Figure VI.8: Schéma de ferrailage des poutres principales	183
Figure VI.9 : section de Poutre principal.	184
Figure VI.10 : résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	185
Figure VI.11 : résultat d'effort tranchant	189

LISTE DES FIGURES

Figure VI.12 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires	190
Figure VI.13: disposition de voile	192
Figure VI.14 : Moment de fléchissant de noyaux	194
Figure VI.15 : Courbe enveloppe de calcul	195
FigureVI.16: Coupe de ferrailage du voile.	197
Figure VII.1 : Schéma du Radier	201
Figure VII.2 : Radier de la structure	210
Figure .VII.3 : Schéma de débord.	210
Figure.VII.4: Schéma statique et sollicitations du débord.	211
Figure.VII.5 : Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier	213
Figure VII.6 : Répartition des charges triangulaire sur les nervures.	213
Figure VII.7 : Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures.	213
Figure.VII.8: Ferrailage des nervures (sens x-x).	217
Figure.VII.9 : Ferrailage des nervures (sens Y-Y).	218
Figure.VII.10 : Ferrailage des radier	218

LISTE DES TABLEAUX

LISTE DES TABLEAUX

Titre	Page
Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier Fe	45
Tableau I.2 : caractéristique des matériaux des matériaux utilise	48
Tableau.II.1. Les charges permanentes sur le plancher corps creux terrasse	63
Tableau.II.2. Les charges permanentes sur le plancher corps creux étage	64
Tableau.II.3: Évaluation des charges pour les murs a doublé cloison.	65
Tableau.II.4: Charges du Balcon terrasse (Dalle pleine).	65
Tableau.II.5: Charges du Balcon étage courant (Dalle pleine).	66
Tableau.II.6 : Charge permanente du palier.	67
Tableau.II.7.: Charge permanente du Paillasse	67
Tableau.II.8 : descente de charge du poteau de rive (E-8)	73
Tableau.II.9 : descente de charge du poteau de rive (D-8)	76
Tableau.II.10 : Charges Sur Les Poteaux.	76
Tableau.II.11 : récapitulatif des résultats.	78
Tableau .II. 12 : Résumé du pré dimensionnement des éléments.	79
Tableaux.III.1 : Ferrailage de l'Acrotère.	84
Figure III.2 : Ferrailage de l'acrotère.	93
Tableaux III.3 : Effort interne dans l'escalier	94
Tableaux III.4: vérification de contrainte	94
Tableaux III.5 : ferrailage de l'escalier	102
Tableau III.6 : Effort interne dans poutre palier.	103
Tableau III.7 : le ferrailage de poutre palier	103
Tableau III.8 : vérification des contraintes	117
Tableaux IV.1 : Moments et efforts tranchants plancher terrasse et étage courant.	117
FigureIV.2. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher courant	120
Tableaux.IV.3 : Moments et efforts tranchants plancher terrasse.	122
Tableaux.VI.4 : Moments et efforts tranchants plancher etage courant	124
Tableau IV. 5 : récapitulatif des moments et des efforts tranchants maximaux.	126

LISTE DES TABLEAUX

Tableau.IV.6 : Récapitulatif Des Résultats	127
Tableaux IV.7 : Récapitulatif du Ferrailage	128
Tableau.V.1 : condition d'application de la méthode statique. équivalente	135
Tableau V. 2: Coefficient d'accélération de zone (A).	137
Tableau V.3: Périodes et facteurs de participation modaux (1ère variante)	140
Tableau V.4 : Périodes et facteurs de participation modaux (1ère propositions).	142
Tableau V.5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle (2eme variante).	143
Tableau V.6: Valeur de la période (T0) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V	146
Tableau V.7: vérification de la période.	146
Tableau V.8: résultats des efforts tranchant à la base.	148
Tableau V.9: récapitulatif résultats de la vérification de l'effort tranchant.	148
Tableau V.10 : résultats des forces concentrées.	149
Tableau V. .11: Distribution des forces sismiques (sens X) au niveau de chaque étage.	149
Tableau V. 12 : Distribution des forces sismiques (sens-Y) au niveau de chaque étage.	150
TableauV.13 : Valeurs limites des déplacements inter-étage	152
Tableau V. 14 : Déplacements absolus pour les deux sens	152
Tableau V.15: Vérification de l'effet P-Δ pour les deux sens.	154
Tableau V. 16: Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.	155
Tableau V.17 : verification de momonet de renverssment .	156
Tableau V. 18 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.	158
Tableau V. 19: Vérification des efforts normaux réduits.	159
Tableau V. 20 : Les dimensions finales des éléments principales.	159
Tableau VI. 1: Coefficient de sécurité et caractéristiques mécaniques.	162
Tableau VI. 2: Les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison	165
Tableau VI.3 : les vérifications des sections	170

LISTE DES TABLEAUX

Tableau .VI .4 : choix des sections d'armature	171
Tableau VI.5 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	178
Tableau VI.6 : Lchoix des sections d'armature	182
Tableau VI.7 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	185
Tableau VI.8 : Le choix des sections d'armature combinaison	189
Tableau VI. 9: efforts internes dans le voile dus aux combinaisons accidentelles.	193
Tableau VI. 10: efforts internes dans le voile dus aux ELS	193
Tableau VIII-1: Résultats de Méthodes de calcul.	206
Tableau. VII. 2 : réaction du sol sous le radier.	206
Tableau.VII.3: Ferrailage de radier à l'ELU.	208
Tableau.VII.4 : Ferrailage de radier à l'ELS.	209
Tableau.VII.5 : Ferrailage de débords.	211
Tableau VIII- 6: Sollicitation sur les nervures sens (x-x).	214
Tableau VIII-7 : Sollicitation sur les nervures sens (y-y).	214
Tableau VIII-8 : Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELU	215
Tableau VIII-9 : Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELS.	216

LISTE DES TABLEAUX

Tableau VI.6 : Lchoix des sections d'armature	182
Tableau VI.7 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque combinaison	185
Tableau VI.8 : Le choix des sections d'armature combinaison	189
Tableau VI. 9: efforts internes dans le voile dus aux combinaisons accidentelles.	193
Tableau VI. 10: efforts internes dans le voile dus aux ELS	193
Tableau VIII-1: Résultats de Méthodes de calcul.	206
Tableau. VII.2 : réaction du sol sous le radier.	206
Tableau.VII.3 : Ferrailage de radier à l'ELU.	208
Tableau.VII.4 : Ferrailage de radier à l'ELS.	209
Tableau.VII.5 : Ferrailage de débords.	211
Tableau VIII- 6: Sollicitation sur les nervures sens (x-x).	214
Tableau VIII-7 : Sollicitation sur les nervures sens (y-y).	214
Tableau VIII-8 : Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELU	215
Tableau VIII-9 : Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELS.	216

INTRODUCTION

GENERALE

INTRODUCTION GENERALE

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant les cinq années de formation à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul et à la conception d'un Bâtiment comportant un rez-de-chaussée et 12 étages dont le système de Contreventement mixte est assuré par des voiles et des portiques. Le bâtiment est implanté dans La wilaya de **Batna** classé selon le **RPA.V. 2024** en zone de moyenne sismicité

(zone III).

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis **ROBOT (Version2025)** particulièrement efficace dans la Modélisation des bâtiments à plusieurs étages. Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la Structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le **BAEL91** Et les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA.V.2024**".

Ce mémoire est organisé en sept chapitres, entamés par une introduction générale. On Présente dans le Chapitre I la présentation de L'ouvrage à étudier ainsi que les caractéristiques Des matériaux utilisés. Le chapitre II sera consacrée au pré dimensionnement des Éléments et la descente de charge. On étudie dans le Chapitre III les éléments secondaires de la structure (balcons, escaliers, acrotère).

L'étude des planchers est présentée dans le chapitre IV. Le chapitre V est consacré à l'étude dynamique. L'étude de la Superstructure est rapportée sur le chapitre VI. Finalement, le chapitre VII traite l'étude de l'infrastructure.

PARTIE A SUIVI DE CHANTIER

INTROUDUCTION

L'étape de suivi de chantier est obligatoire dans le domaine de génie civil surtout pour l'étudiant en thèse, en raison de son utilité qui permet d'acquérir des connaissances fondamentales pour maîtriser l'esprit d'équipe afin d'engager dans la vie professionnelle.

Ce stage qui ne dépasse pas 8 semaines fait éclairer l'ambiguïté concernant les étapes de processus de construction ; d'autre part il nous permet d'apprendre les normes du travail ainsi que les conditions de sécurité.

Cette partie représente un état d'art qui traite les différents étapes de constructions pas à pas et les divers matériels et matériaux utilisés.

1. PRESENTATION DU PROJET

Le chantier que j'ai choisi est un projet de construction de 1864 Logements collectifs à Biskra, type bande ; il contient 20 bloc de 4 niveaux, chaque niveau est partagé en 2 logement.

Les structures du chantier sont en portiques associés à des voiles ce qui offre un contreventement mixte, le chantier est sous la supervision de :

1. Le maître d'ouvrage : Agence foncière urbaine de la wilaya de Biskra.
2. Le bureau d'étude : Ben Saihe Oussama.
3. Le contrôle technique : CTC de Biskra.
4. L'entreprise qui réalise le projet : deux entreprises privées.
5. La date du début des travaux : 10/04/2024.
6. Le délai de réalisation est de : 30 mois.



Figure.1 : panneau d'affichage de chantier.

2. Les plans de projet :

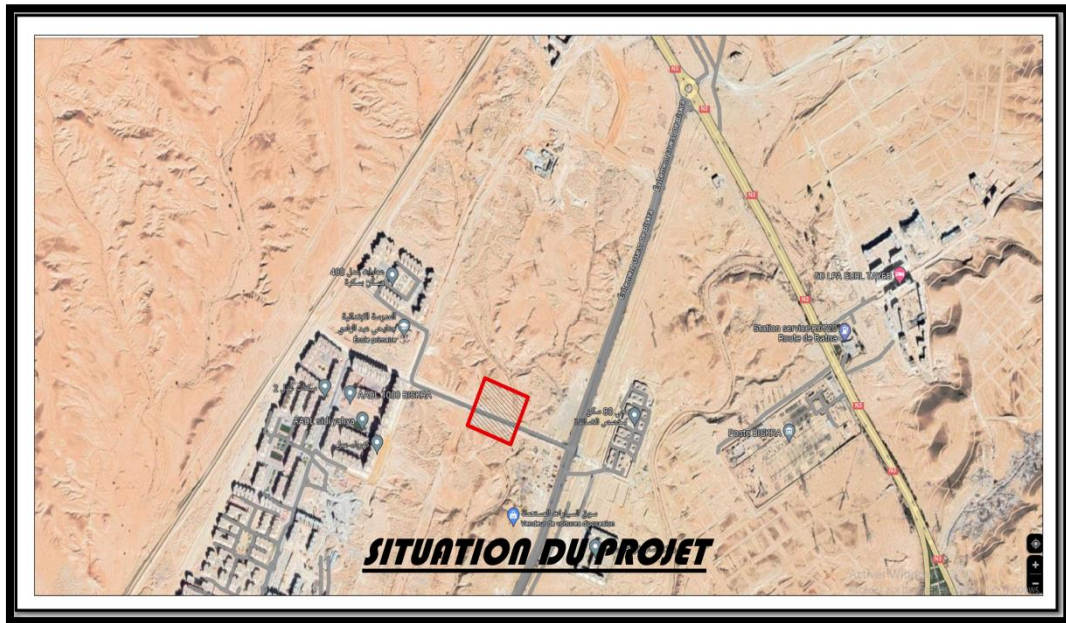


Figure.2 : Plan de situations du chantier.



Figure.3 : Plan de masse de chantier.



Figure.4: Plans des étages du projet.



Figure.5: Vues de l'ensemble du projet.

3. L'ORGANISATIONS DE CHANTIER :

3.1 LE BUT :

- bonne utilisation de l'atelier en termes de ressources humaines et matériels.
- assurer la sécurité de l'atelier.
- Achever les travaux de constructions dans un période satisfait à celle du cahier de charge.

3.2 Représentations des aires de stockage et des voies de circulation :

Le plan est complète par les aires de stockage (matériels de gros œuvres ; matériaux de seconde ouvre et terres pour remblais) et les voies de circulations (sens de circulations entrée sortie, parking du personnels et des intervenants extérieurs).

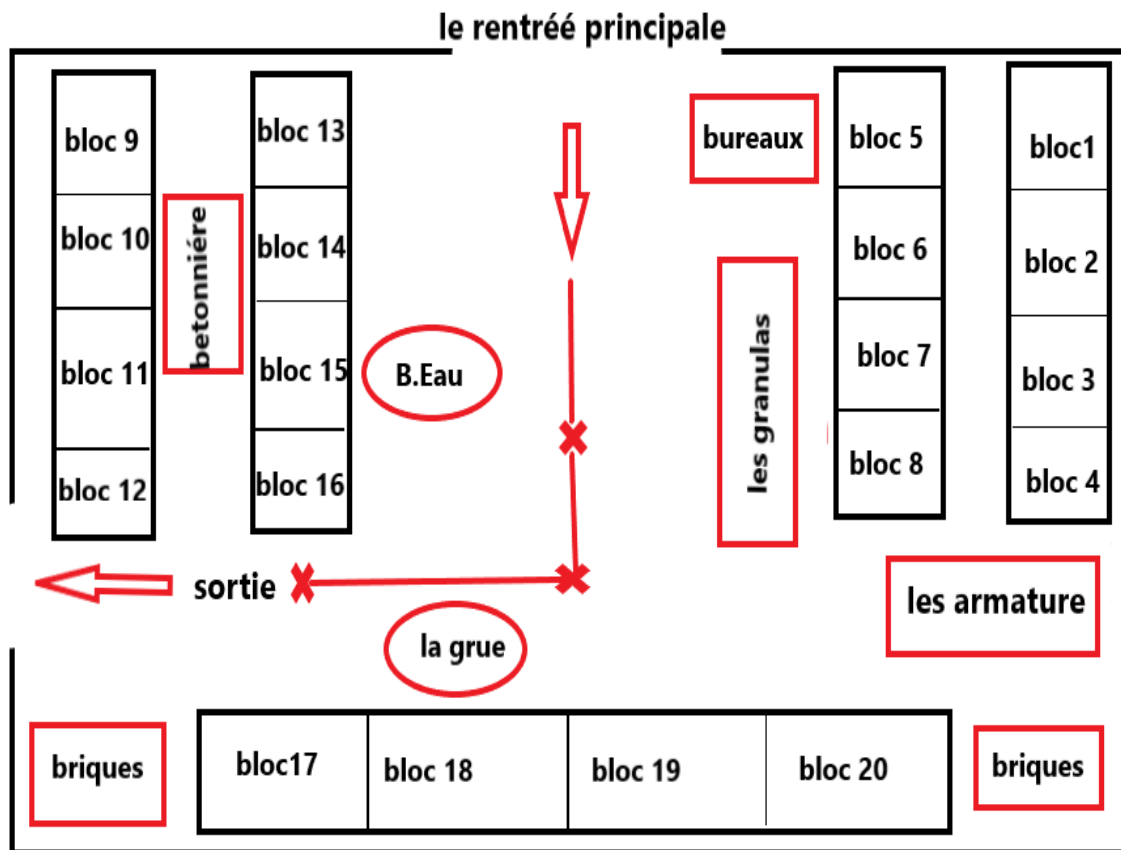


Figure.6 : Schéma d'installation du chantier.

3-3 Clôture ou palissade (éventuellement balises et TS proscrit) :

- **Localisation** : A la périphérie de chantier.
- **Fonction** : isoler le chantier de la voie publique.



Figure .7 : Clôture à palissade.

3.4 L'installations des différents post de travail :**3.4.1 Cantonnements (bureaux, réfectoire, magasin....)**

Leurs fonctions sont :

- Accueillir le personnel du chantier et les intervenants (réunions de chantier) ; Dans des conditions d'hygiène et de sécurité.
- Favoriser les communications entre les intervenants.
- Stocker les matériaux et matériels sensibles.



Figure.8 : Les cantonnements.

3.4.2. Stockage de ferrailage :

- **Localisation** : proche des bâtiments à construire et de l'aire de préfabrication.
- **Fonction** : découper et façonner les armateurs selon les plans.



Figure.9: aire de stockage du ferrailage

3.4.3 Stockage de coffrage :

Les formes utilisées pour le moulage du béton sont les coffrages pour ouvrage verticales et horizontale, les coffrages en bois et souvent utilise il doit être indéformable.



Figure.10 : Aire de stockage de coffrage

3.4.4 Aire de stockage des matériaux :

- **Localisation** : proche des accès Aire protégée
- **Fonctions** : stocker les matériaux avant leur utilisation

a. Stockage de ciment :

Le stockage de ciments doit se faire dans des endroits à l'abri de l'humidité et bien aérés placer sur des planchers en bois sec ou moins 10cm au-dessus du sol.



Figure.11 : stockage de ciment

Il est bien connu que le stockage des sacs ne doit pas dépasser 6 mois. Dans ce chantier le type de ciment utilisé est **CPJ-CEM II/A42.5**.



Figure.12: Ciment de type CPJ-CEM II/A42.5.

b. Stockage des granulats

Il faut préparer des plates forme destines a la réception des matériaux en attente d'utilisation tel que : la pierre ; granulats et liant ; bois de coffrage.



Figure.13 : Stockage de sable et gravier

c. Stockage des armateurs :

Les armateurs doivent être stockés sur des supports pour éviter la poussière et l'humidité qui causent la corrosion.



Figure .14 :L'acier stocké directement sur le terrain.

d. Stockage des briques :

Figure.15 : Le stockage des briques.

e. Stockage d'eau :

Le but : on utilise l'eau potable pour le gâchage du béton pour obtenir une bonne ouvrabilité et bonne hydratation entre les grains.



Figure.16 : Les bassins d'eau

3-4-5 Les appareils de coupage :

On a deux types d'appareils de coupage :

- Appareil pour l'acier à haute adhérence (HA).
- Appareil pour l'acier lisse (Φ) (les cadres, les épingles ...etc).



Figure.17. Appareils de coupage d'acier.

3-4-6. Les engins de chantier :**3-4-6-1. Les engins de levage :**

Ils sont utilisés dans le transport du béton durant l'opération de collage et dans l'élévation des objets comme le ferrailage et le briqueetc.



Figure.18 : La grue.

3..6.2 Les engins de transport :

Ils sont généralement des camions, des tombereaux de chantier ou des motos basculeurs, leur rôle est déplacer les matériaux dans le chantier.



Figure.19 : Camion.

3.4.6.4. Les engins de bétonnage :

Ce sont des appareils qui assurent le mélangeage des constituants du béton (la bétonnière). Ils sont adaptés aux petits débits de productions où la capacité de la cuve de 50 à 100 litres.



Figure.20 : Bétonnière.

3.4.6.5 Les engins de production :

Ils sont destinés à creuser les fouilles des semelles, charger les matériaux et nettoyer les terrains.



Figure.21 : Chargeur.

3.4.6.6. Le vibreur :

Le vibreur est utilisé pour vibrer le béton pour avoir une meilleur homogénéité du béton.



Figure-21. Un vibreur électrique.

5. Avancement de chantier :

5.1 Installation de chantier :

L'installation comprend la mise en place des clôtures de chantier ; le coffret électrique de chantier ; les vestiaires et le sanitaire.

5.2 Implantations du projet :

Pour implanter correctement un ouvrage ; il faut obtenir un plan topographique précis du site puis mettre en place un piquetage. L'implantation peut prendre 2 ou 3 jour complets pour installer les chaises qui repèrent le niveau final du bâtiment.

5.3 Terrassement des terrains :

Le but de ce procédé consiste à modifier la surface à la chaussée du projet.

La réalisation des travaux de terrassement doit se faire de deux façons essentielles ;

- **Décapage** : une réduction du niveau de la chaussée et retirer le poussier de celui-ci.
- **Remblai** : c'est une mise à niveau, en ajoutant au sol de la terre battue et de remplir les dénivelées jusqu'à ce qu'ils atteignent la hauteur désirée.

Les travaux de terrassement font appel à des engins de chantier, notamment de pelle mécanique, des camions...etc.



Figure.22 : Décapage des terrains.

5.4 La réalisation des fouilles :

L'objectif des travaux d'excavation est de terrasser la terre et réaliser des fouilles selon le type de fondations appropriées.



Figure.23 : la réalisation des fouilles

6. Les fondations :

Ils sont des éléments structuraux qui assurent la reprise de la masse du bâtiment par le sol, elles peuvent être profondes ou superficielle.

6.1 Le béton cyclopéen :

C'est un type de béton dans lequel sont incorporés de gros blocs de pierre naturelle ce qui permet de réduire la quantité de ciment et de granulats utilisés et pour améliorer la résistance mécanique de la structure.



Figure.24 : Le béton cyclopéen après coulage.

6.2. Les semelles :

Le type de semelle choisie dans ce projet est une semelle filante.

On doit vérifier le placement de ferrailage dans les semelles et des amorces poteaux.



Figure.25 ferrailage des semelles filant.

- **Coulage des semelles :**

- Béton plastique avec vibration à aiguille à béton.
- Béton homogène avec bon technique de coulage.



Figure.26 : Semelle filant après coulage.

6.2.1. L'amorce poteaux:

Est la partie inférieure d'un poteau en béton armé généralement réalisée en continuité avec la fondation, elle comprend les armateurs en attente destinées à assurer une liaison solide entre la fondation et le fut de poteau.



Figure.27 : Coffrage et décoffrage des amorces poteaux

6.2.2. Longrines :

Les longrines sont des éléments horizontaux dans les semelles filant pour éviter le phénomène qui résultent de mouvement de sol préalable ils sont en béton armée.



Figure.28 : vue général sur longrine.

6.2.3. Le voile :

Ils sont des éléments structuraux qui contribuent à la stabilité de l'édifice et le protéger contre les forces verticales et horizontales surtout les forces sismique.



Figure .29 : Ferrailage de voile.



Figure.30 : Voile après coulage.

6.2.4. Les poteaux :

Il existe deux types de coffrages ; en bois et en métal. Dans ce projet des coffrages en bois sont utilisés selon les étapes suivantes :

- Montage du coffrage.
- Pose du coffrage.
- Fixation du coffrage à l'aide de serres joints et clous.
- S'assurer de l'horizontalité et de la verticalité du coffrage avec le niveau à bulle et / le fil à plomb.



Figure.31: Ferrailage, coffrage et décoffrage des poteaux.

6.2.5. L'escalier :

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

Coffrage : s'assurer qu'il existe des barres d'attentes installées dans la poutre de plancher.



Figure.32 : Coffrage de l'escalier.

6.2.6. Les poutres

Ils sont des éléments linéaires horizontaux en béton en acier ou en bois. Dans notre projet les poutres sont en béton armé.

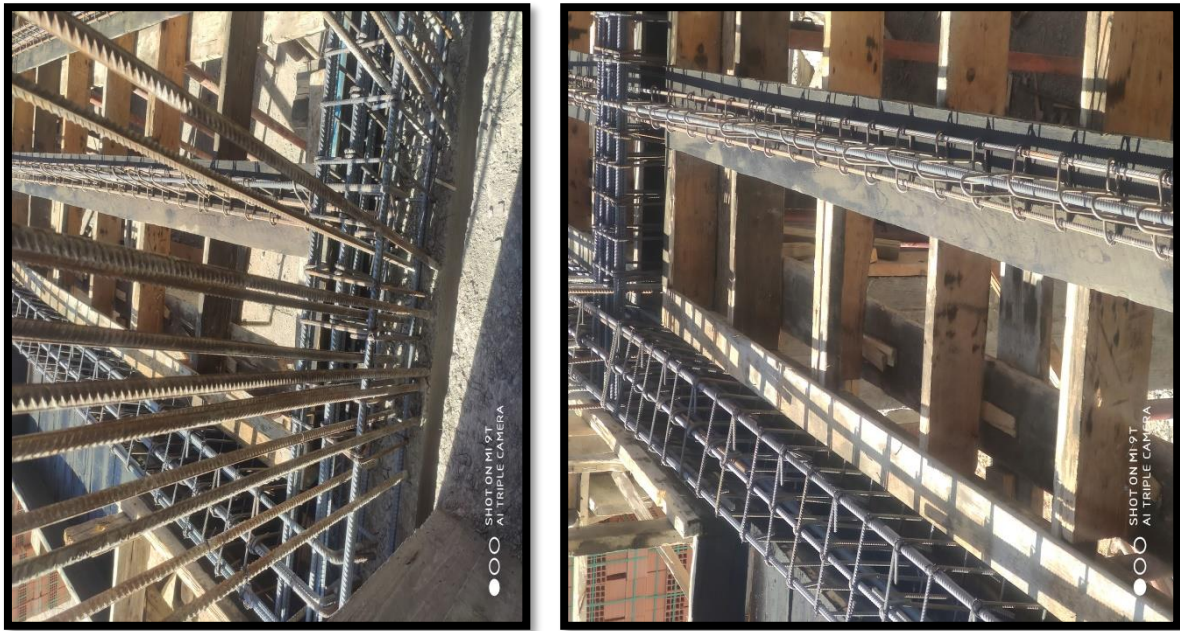


Figure.33 : Ferrailage des poutres.

Les planchers :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, plancher intermédiaire ; plancher de toiture terrasse). Il y a deux types de planchers :

- Dalle plein
- Plancher corps creux

Dans notre projet les plancher sont en corps creux.

Les plancher à corps creux sont composés de trois éléments principaux :

- Les corps creux qui servent de coffrage perdu (ressemblent à des parpaings).
- Les poutrelles en béton armées qui assurent la tenue de l'ensemble et reprennent les efforts de traction grâce à leur armatures.

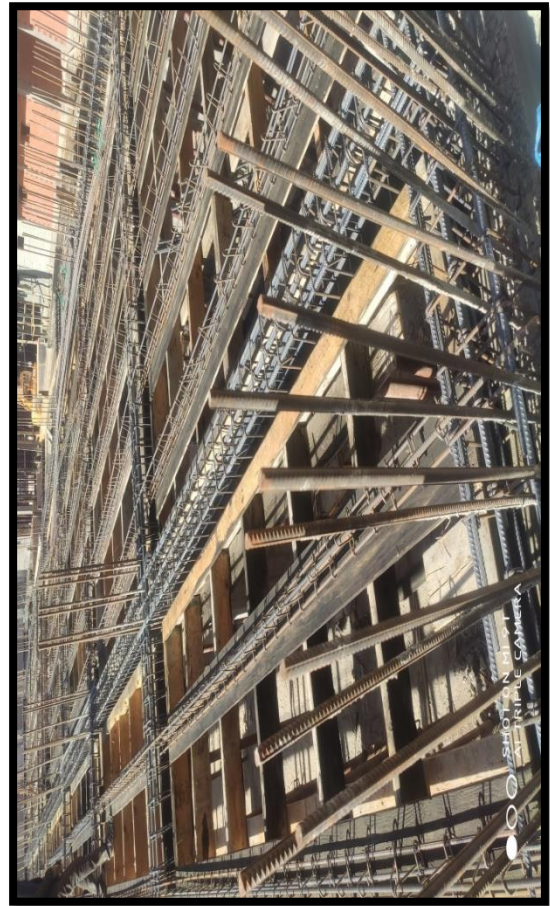
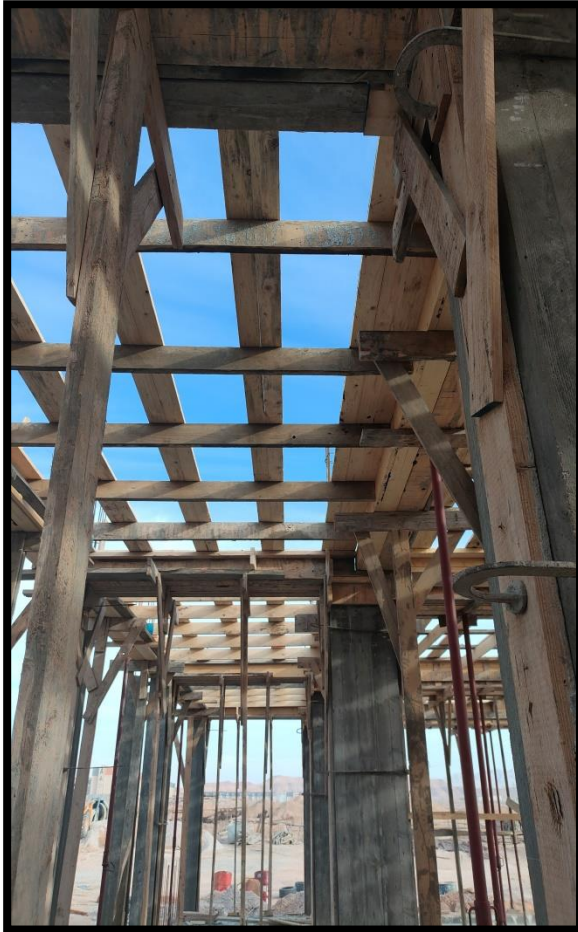


Figure.34 Coffrage et ferrailages plancher à corps creux.



Figure .35 : Décoffrage des planchers.

Les balcons :



Figure.36 : Coffrage des balcons.

L'acrotère :



Figure.37 : Vue de l'acrotère.

L'étanchéité :

Le but : l'étanchéité est assurée par la couverture et la sous toiture à l'intérieur, l'isolant doit être éventuellement protégé de l'humidité au béante par un freine.

Contrôle de l'étanchéité :

En construction l'étanchéité décrit les moyennes mises en œuvre pour assurer l'inhibition des effets de dégradations des facteurs extrinsèques (pluies ; humidité ; vent). Ou intrinsèques (Aire saturé en humidité) ; l'étanchéité consiste à limiter la migration des fluides (liquides ou gaz), pour évaluer l'efficacité de l'étanchéité on emploie un contrôle par mise en eau de la toiture terrasse.

- Le niveau d'eau 5cm.
- Le niveau est maintenu 24h à 48h au minimum.



Figure.38 Défaut de manque de vibration

Les défauts de réalisations :



Figure.39 : Défaut de manque de vibration.



Figure 40 : Présence de réfraction au niveau de corps creux.



Figure.41 : Défaut de l'élément court.



Figure .42 : Défaut de ferrailage de balcon (corps creux)

LES TRAVAUX DE CES :**Les murs :**

Le mur est un élément fondamental dans la construction, il sépare et divise les espaces intérieurs du bâtiment et les isole de l'environnement extérieure. Le mur est considéré comme un lien entre la base de chaque niveau d'un bâtiment et le plafond, dans notre projet le type de mur construit est un mur non porteur en brique rouges.

- Mur externe : double mur (10/05/15) cm d'épaisseur.
- Mur interne : un seul mur (15 ou 10) cm d'épaisseur.



Figure.43 : Mur intérieurs 10 cm d'épaisseur.

Electricité :

L'installation d'électricité est une étape très importante dans les travaux de construction ; elle assure l'alimentation électrique des habitats et la fonctionnalisation des appareillages et machines.

Il faut porter une attention particulière aux spécifications relatives aux installations électriques dans les salles d'eaux (exigences de sécurité spécifiques), il faut installer les câbles d'électricité avant les travaux de l'enduit sur les murs intérieurs.



Figure.44 : Passage des gaines et du câble d'électricité.

Fixation :

La maçonnerie est l'art de la construction et l'installation du bois utilise dans la fabrication de portes et de fenêtre qui jouent un rôle important dans les contrôle de la ventilation et de de l'éclairage, ainsi que de permettre aux gens d'entrer et sortir du bâtiment ; il faut vérifie :

- L'équerrage des cadres.
- Les jeux entre parties fixes et ouvrantes.
- Les joints d'articulation et de rotation.
- Le réglage des ouvrants, toutes les suggestions de pose de fixations et de manutention sont incluses les poignets de fermeture.



Figure.45 : Pose de porte.

Revêtement :

Ils sont des opérations avancées dans le projet et destinées à maintenir les surfaces internes et externes des bâtiments vis-à-vis les facteurs externes pour les rendre sains ce qui facilite le processus de nettoyage et la distribution de la lumière dans les murs et les plafonds.

Il existe plusieurs types de revêtement :

a) Revêtement sur les murs et les plafonds :

Pour les murs et les plafonds ; il est mieux d'utiliser un béton de mortier ou un enduit de plâtre pour réaliser la finition des joints , après cette étape une couche de peinture est conseillée pour la protection et la décoration de l'ouvrage, les murs des cuisines et des salles de bain sont revêtus de faïence au droit des appareils sanitaires .



Figure. 46 : Revêtement des murs et des plafonds

b) Revêtement de sol

Le carrelage est un matériau de construction ; qui couvre le sol, il sert de la protection et de la décoration. Il est utilisé dans les chambres ; les espaces intérieure et les parties communes du bâtiment ; couloir, escalier et le hall d'entrée.



Figure.47 : Revêtement de sol.

Conclusion :

Le suivi des travaux de chantier ainsi que ma participation aux réunions techniques m'ont permis d'obtenir une expérience technique et pratique ; cette dernière est considéré comme un premier pas vers une carrière qui exige l'honneur et la discipline.

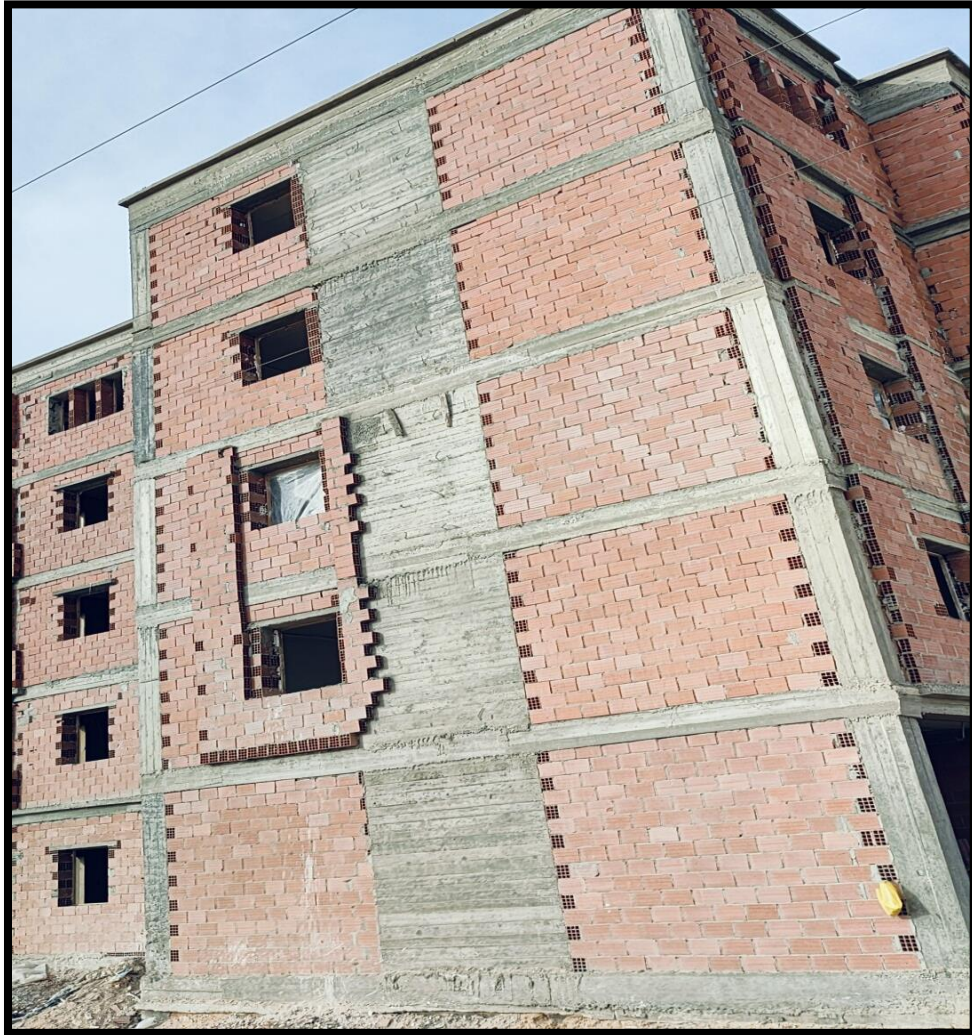
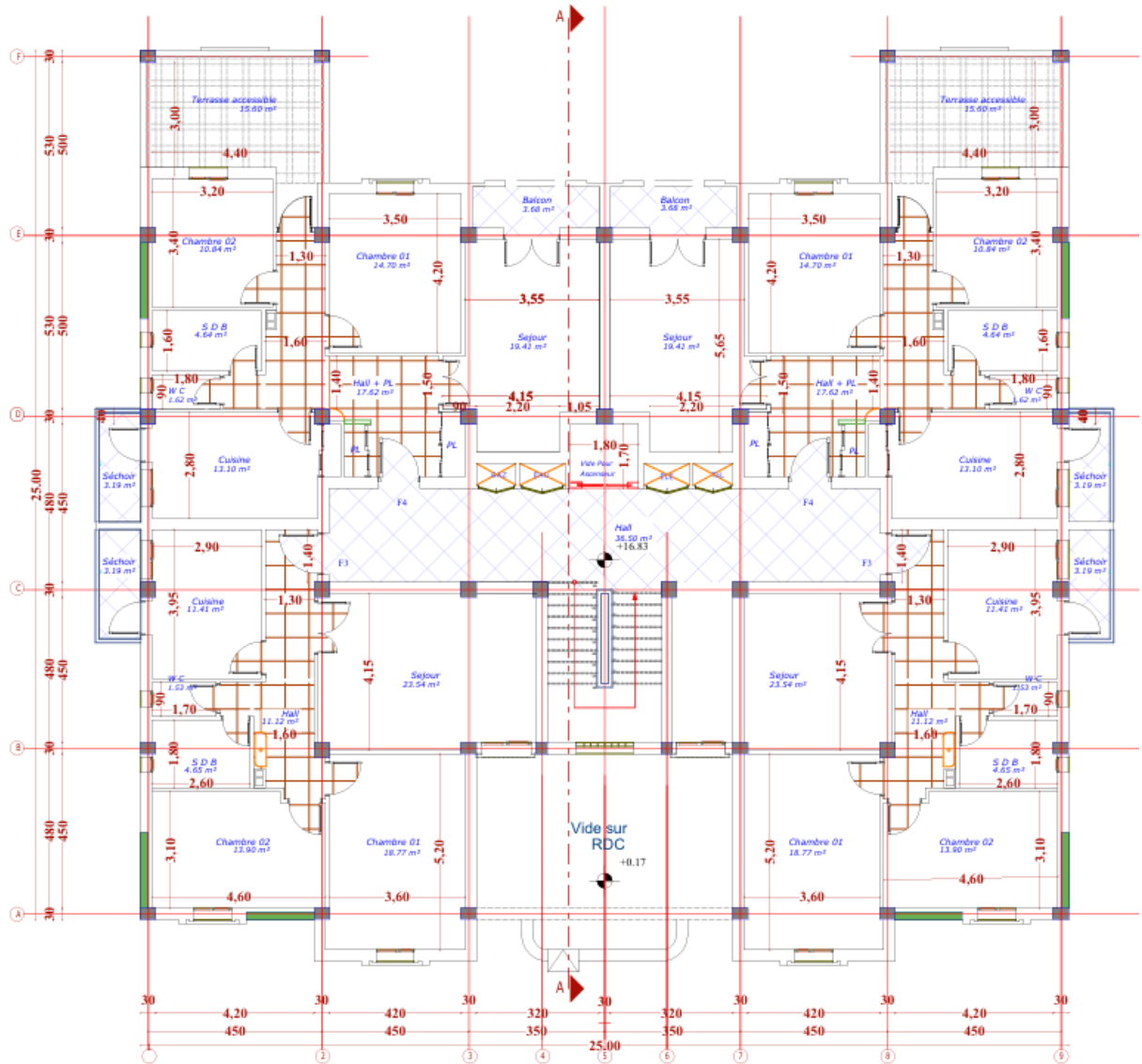


Figure.48 : Le bâtiment finis.

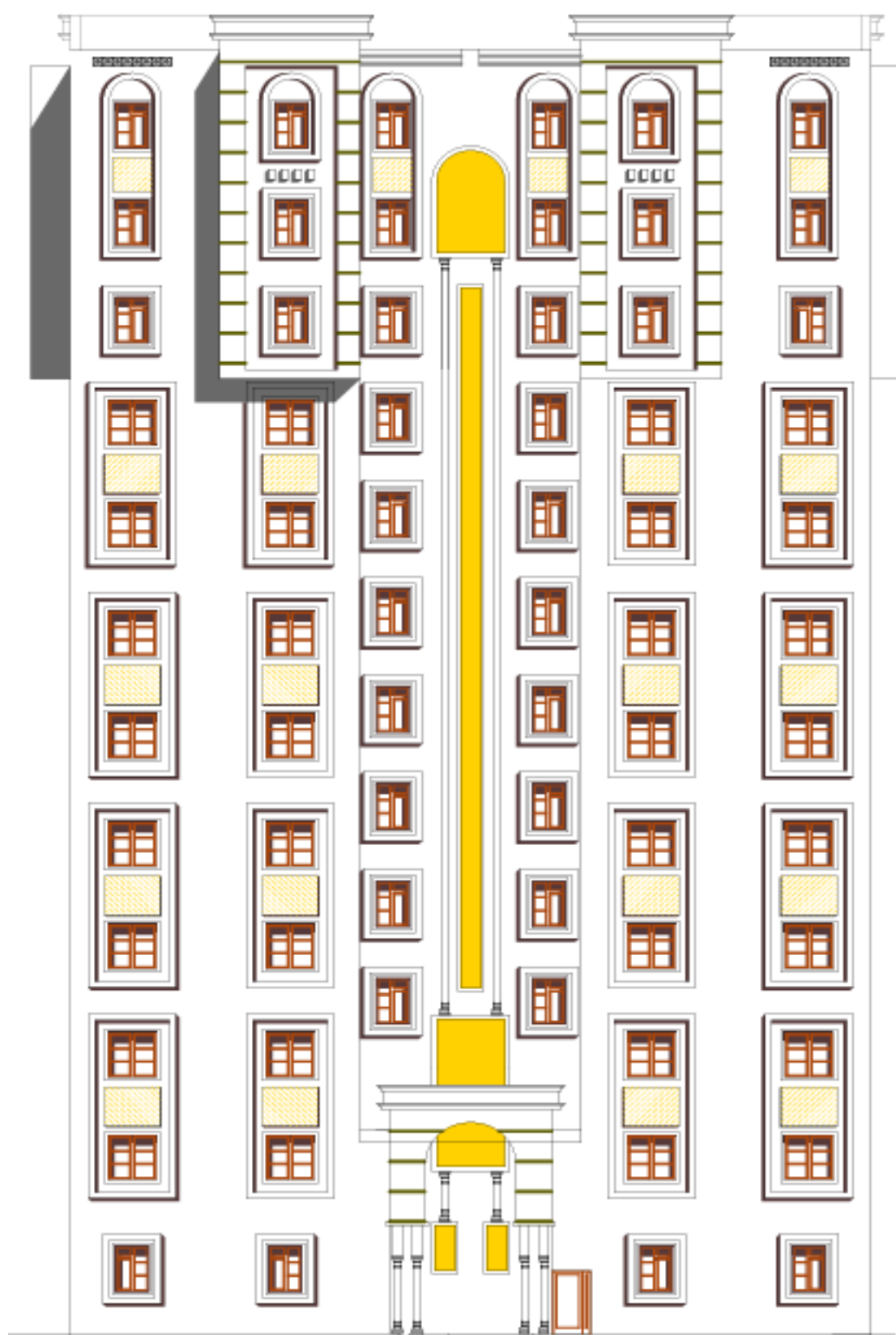
PARTIE B ETUDE DE BATIMENT

LES PLANS

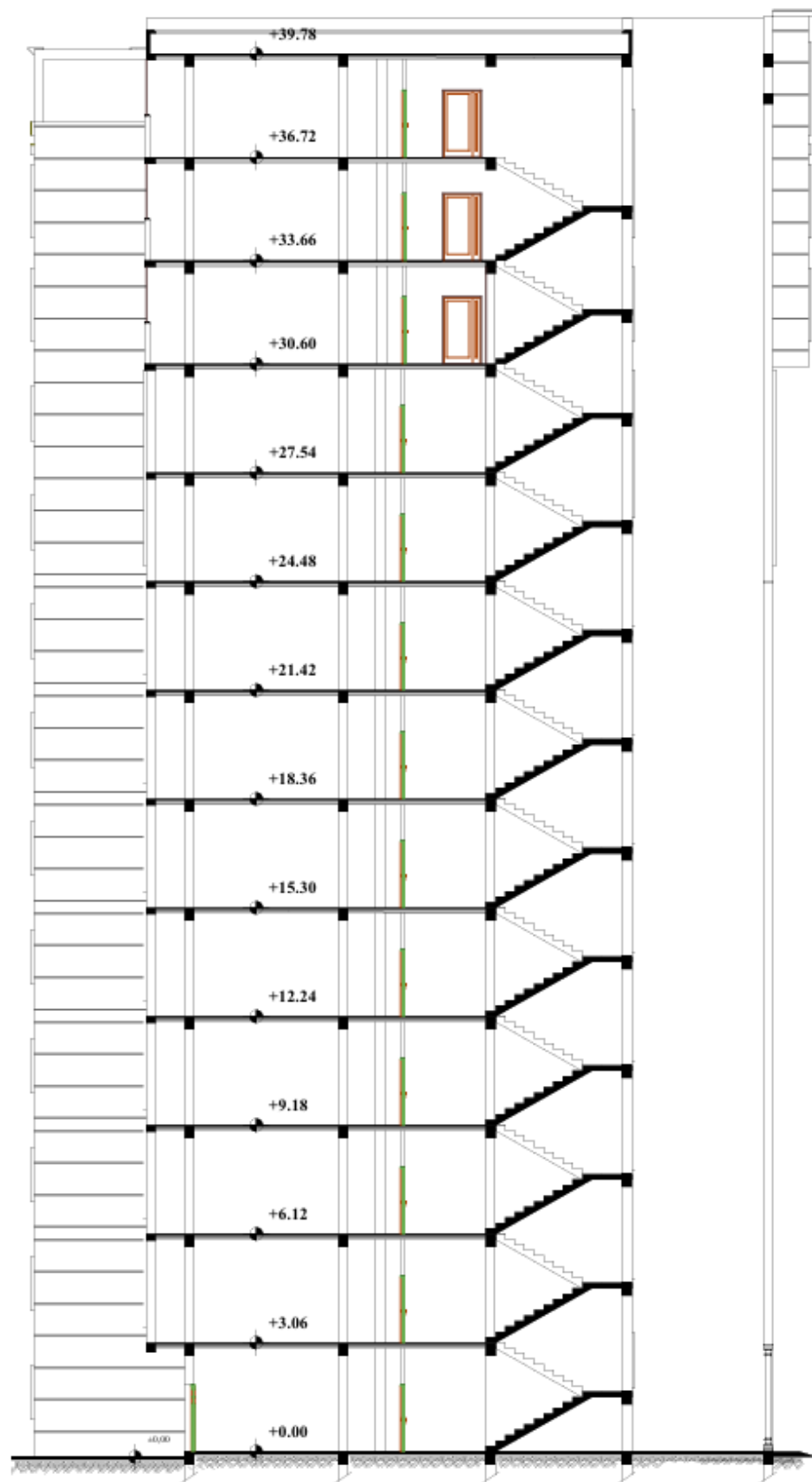


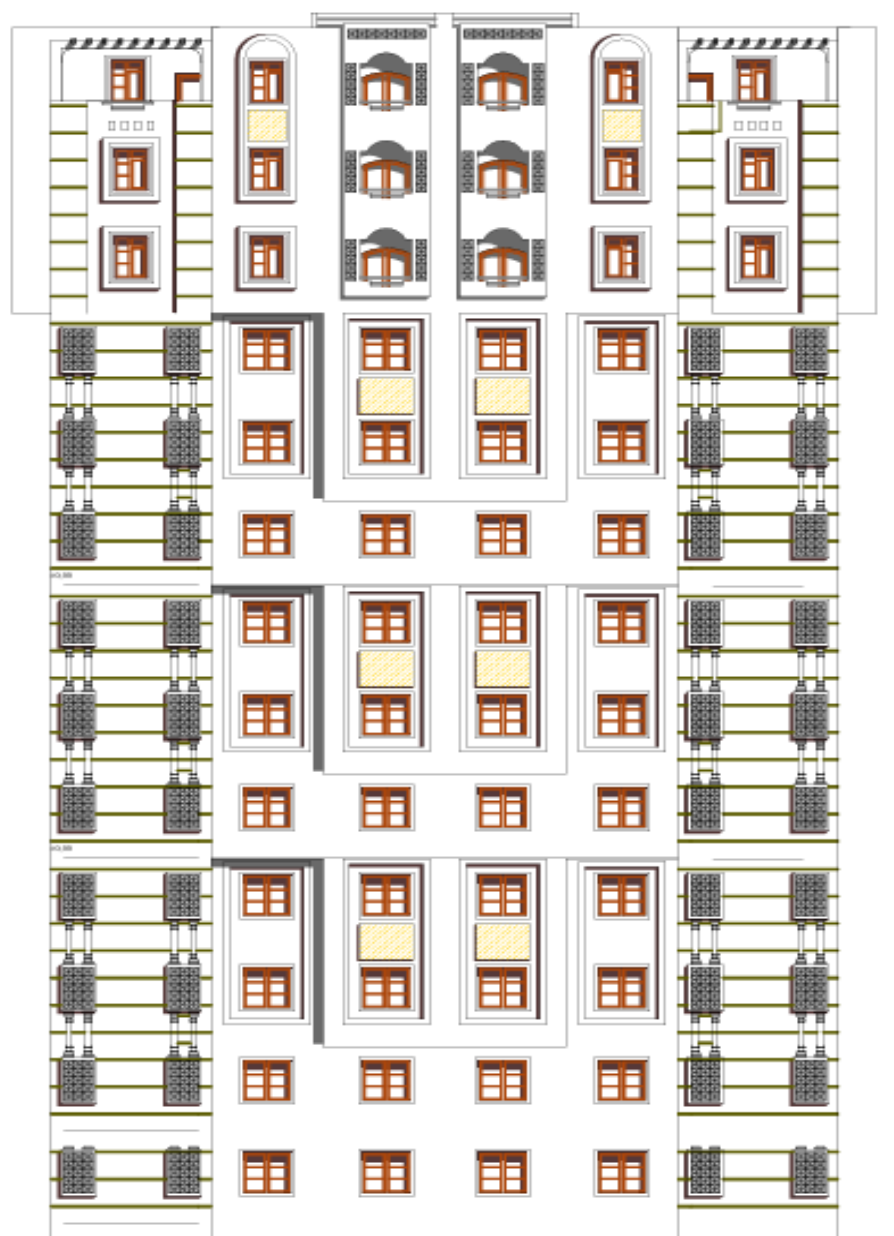


PLAN 1ER ETAGE



Façade principale





Façade POSTERIEUR

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

I.1.Présentation de l'ouvrage :

I.1.1. Introduction :

Ce projet consiste à étudier et modélisée un bâtiment (R+12) à usage d'habitation. Il sera implanté dans la région de la Wilaya de Batna classée en Zone III, de moyenne sismicité selon Le Règlement Parasismique Algérien (**R.P.A Version 2024**).

I.1.2.Caractéristiques Géométriques :

- ✓ Les dimensions de la structure sont :
 - La hauteur du rez-de-chaussée est de : 3.06m.
 - La hauteur d'étage courant de : 3.06m.
- ✓ Les dimensions du bâtiment en plan sont:
 - Largeur du bâtiment : 25m.
 - Longueur du bâtiment : 25m.
 - La hauteur totale du bâtiment sans acrotère : 39.78m.

I.1.3.Données géotechniques du site :

Le bâtiment sera implanté dans la wilaya de Batna zone III classée par le **RPA.V. 2024** Comme une zone de moyenne sismicité Zone III (**RPA.VERSION 2024**).

- Le bâtiment est à usage habitation (HT <48) donc appartient au groupe d'usage 2 (Selon le D.T.R BC.22)
- Le site est considéré comme un site meuble : catégorie S2
- La contrainte admissible du sol est : σ_{sol} : **1.2 bars**
- Les caractéristiques mécaniques du sol jusqu' à 4m de profondeur $C=0.46$ bars et l'angle de frottement $\varphi=19.83^\circ$.

I.1.4.Conception de la structure:

a) Ossature de l'ouvrage:

Le bâtiment est constitué par des portiques en béton armée et des voiles de contreventement suivant les deux sens : donc d'après (**RPA. version 2024**) le système de contreventement du Bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ».

b) Plancher :

C'est une aire généralement plane destinée à séparer les niveaux, vu la forme géométrique du Bâtiment et en fonction du type de coffrage, nous avons opté pour un seul type de plancher :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Plancher en corps creux pour les raisons suivantes :

- La facilité de réalisation
- Diminuer le poids de la structure et par conséquent la résultante de la force sismique.

c) Escaliers :

Sont des éléments en gradins, ils permettent la circulation verticales des personnes entre les Étages. Ils sont construits en béton armé.

d) Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est réalisée en briques creuses :

- Murs extérieurs constitués d'une double paroi en briques (10cm et 15cm d'épaisseur) séparées par une âme d'air de 5cm d'épaisseur.
- Murs intérieurs constitués par une seule paroi de brique de 10cm d'épaisseur.

e) Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Carrelage : pour les planchers, l'épaisseur $e = 2\text{cm}$
Pour les escaliers, l'épaisseur $e = 2\text{cm}$
- Enduit plâtre : 2cm pour les murs intérieur.
2cm pour les plafonds.
- Etanchéité pour les plancher terrasse.

f) Acrotères :

Comme la terrasse est inaccessible, le dernier niveau du bâtiment est entouré d'un acrotère En béton armé de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.

L'acrotère a pour buts d'assurer La sécurité et d'empêcher l'écoulement des eaux pluviales stagnées dans la terrasse sur la Façade.

g) Les fondations :

Les fondations sont les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure ; et constituent donc une partie essentielle de l'ouvrage puisque de leur bonne conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble. Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres :

- La nature et le poids de la superstructure.
- La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.
- La qualité du sol de fondation.

h) Gaine de l'ascenseur :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Compte tenu de la hauteur de ce bâtiment, la conception de l'ascenseur est nécessaire pour faciliter la circulation entre les différents étages.

I.2.Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.2.1.Le Béton :

1) Définition

Le béton est une pierre artificielle composée de granulat (sable + gravier), Liant (Ciment) et d'eau, selon des proportions bien déterminées. Le béton résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

- **Granulas :** Les granulats comprennent les sables et les pierrailles.
- **Liants :** le liant le plus couramment utilisé pour un béton normal est le ciment portland composé de classe (CPJ42.5).
- **L'eau :** l'eau utilisée dans le béton doit être une eau potable filtrée de toute impureté de matière organique.

♦ Dosage du béton :

Dans ce projet, On accepte le dosage suivant pour $1m^3$ du béton normal :

- ✓ Ciment $350 \text{ Kg}/m^3$
- ✓ Gravier $800 \text{ L}/m^3$
- ✓ Sable $400 \text{ L}/m^3$
- ✓ Eau $180 \text{ L}/m^3$
- ♦ Dans la superstructure on choisit un ciment composé de type CPJ42.5 de dosage $350 \text{ kg}/m^3$
- ♦ Dans l'infrastructure on choisit un ciment résistant au sulfate (CRS) de dosage $370 \text{ kg}/m^3$

2) Caractéristiques mécaniques du béton :

a) Résistance caractéristique à la compression : BAEL91 (Article A.2.1, 11)

Elle est définie par une valeur de la résistance à la compression du béton à l'âge de 28 jours Par essais sur éprouvette cylindriques ($\varnothing = 16 \text{ cm}$; $h = 32 \text{ cm}$) Les résistances à « j » jours des bétons, peuvent être évaluées par les formules approchées suivants :

❖ Pour des résistances $f_{c28} \leq 40\text{MPa}$:

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} & \text{Si : } j < 60 \text{ jours.} \\ f_{cj} = 1.1 f_{c28} & \text{Si : } j > 60 \text{ jours.} \end{cases}$$

❖ Pour des résistances $f_{c28} > 40\text{MPa}$

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{1.40+0.95j} f_{c28} & \text{Si : } j < 28 \text{ jour} \\ f_{cj} = f_{c28} & \text{Si : } j > 28 \text{ jours.} \end{cases}$$

b) Résistance caractéristique à la traction : BAEL91 (Article A.2.1, 12)

La résistance caractéristique à la traction du béton à j jours, notée f_{tj} . En pratique, les règlements fixent la valeur de f_{t28} à partir de f_{c28} en se référant à la relation suivant :

$$\begin{cases} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{Si } j \leq 60 \text{ jours} \\ f_{tj} = 0.275(f_{cj})^{2/3} & \text{Si } j \geq 60 \text{ jours} \end{cases}$$

c) Module déformation longitudinale du béton : BAEL91 (Article A.2.1, 2) On distingue :

➤ **Module de déformation instantanée : BAEL91 (Article A.2.1, 21) .**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24 heures, on admet à défaut de mesures, qu'à l'âge de j jours, le module de déformation longitudinale du béton E_{ij} est égale à :

$$E_{ij} = 1100 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; \quad E_{i28} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.195 \text{ MPA}$$

➤ **Module de déformation différée : BAEL91 (Article A.2.1, 22) .**

Sous des contraintes de longue durée d'application, le module de déformation longitudinale différé qui permet de calculer la déformation finale du béton est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \sqrt[3]{f_{cj}} \text{ MPA}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ MPA} \quad \text{donc} \quad E_{vj} = 10818.865 \text{ MPA}$$

d) Coefficient de POISSON : BAEL91 (Article A.2.1, 3).

Le coefficient de POISSON est le rapport de la déformation relative transversale par la Déformation relative longitudinale, il sera pris égal à :

- $\nu = 0.2$ pour le calcul des déformations à (l'ELS).
- $\nu = 0$ (zéro) pour le calcul des sollicitations à (l'ELU).

e) Module de déformation transversale :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

La valeur du module de déformation transversale est donnée par la formule suivante :

$$G = E / 2(1 + \nu)$$

Avec :

E : module de Young et **ν** : Coefficient de poisson

Pour le calcul des sollicitations, le coefficient de poisson est pris égal à 0 (à l'ELU)

$$\text{ELU : } \nu = 0 \text{ et } G = 0.5E$$

Pour le calcul des déformations, le coefficient de poisson est pris égal à 0,2 (à l'ELS)

$$\text{ELS : } \nu = 0.2 \text{ et } G = 0.42E$$

f) Contrainte ultime de cisaillement (de béton) : BAEL91 (Article A.5.1, 21)

La contrainte ultime de cisaillement (τ) pour les armatures droites ($\alpha=90^\circ$) est donnée par les deux expressions suivantes :—

$$\overline{\tau}_u = \min (0,2 f_{cj} / \gamma_b, 5 \text{ MPA}) \text{ en fissuration peu préjudiciable.}$$

$$\overline{\tau}_u = \min (0,15 f_{cj} / \gamma_b, 4 \text{ MPA}) \text{ en fissuration préjudiciable.}$$

g) Contrainte limite (admissibles) :

Contrainte de compression :

1) À l'E.L.U. : D'après le BAEL91 (Article A.4.3, 41) :

La contrainte limite de compression est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \times \gamma_b}$$

θ : dépend de la durée d'application des contrainte :

$$\left\{ \begin{array}{ll} \theta = 1 & \text{Durée d'application des charge} > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0.91 & 1 \text{ heure} \leq \text{Durée d'application} \leq 24 \text{ heures} \\ \theta = 1 & \text{Durée d'application} < 1 \text{ heure} \end{array} \right.$$

❖ Dans notre cas on prend θ égale à 1

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

Le coefficient γ_b vaut : $\left\{ \begin{array}{l} 1,5 \text{ Cas des sollicitations durables ou transitoire} \end{array} \right.$

1,15 Cas des situations accidentelles.

2) À l'ELS :

La contrainte limite de service de compression du béton notée σ_{bc} avec :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0.6 \times f_{cj}$$

Le comportement du béton est considéré comme linéaire élastique, donc le diagramme Contrainte-déformation à l'ELS sera une droite schématisée.

I.2.3 L'Acier: BAEL91 (Article A.2.2) :

1) Définition :

L'acier est un alliage fer – carbone, il répond aux efforts de traction, de compression, de Cisaillement, et de torsion. Il ne réagit pas chimiquement avec le béton, il a le même Coefficient de dilatation thermique que celui du béton, et il présente une bonne qualité D'adhérence avec le béton. On distingue deux types d'acier selon leur état de surface :

- Les barres à haute adhérence (HA) de nuance FeE 400
- Les barres à Ronds lisse FeE23

2) Caractéristiques mécaniques :

On notera qu'un seul modèle est utilisé pour décrire les caractéristique mécanique des différents types d'acier, ce modèle étant fonction de la limite d'élasticité garantie Fe.

Type	Nuance	Fe (MPa)	Emploi
Ronds lisses	FEe215	215	Emploi courant
	FeE235	235	Epingles de levage des pièces préfabriqués
Barres HA Type1 et 2	FeE400	400	Emploi courant
	FeE500	500	
Fils tréfiles HA Type 3	FeTE400	400	Emploi sous forme des barres droites ou de treillis
	FeTE500	500	
<ul style="list-style-type: none"> • Fils tréfiles lisses • Type4 	TL50 $\phi > 6\text{ mm}$	500	Treillis soudés uniquement emploi courant
	TL50 $\phi \leq 6\text{ mm}$	520	

Tableau I.1 : Valeurs limites de la contrainte limite d'élasticité de l'acier Fe

a) Module d'élasticité des aciers :

Sa valeur est donnée expérimentalement par l'essai de traction : $E_s = 2 \times 10^5 \text{ MPa}$.

b) Contraintes limites dans l'acier : (BAEL91 A 2.2,2)

♦ Etat limite ultime :

$$\sigma_s = \frac{Fe}{\gamma_s} \quad ; \quad \varepsilon = \frac{Fe}{\gamma_s E_s}$$

- ❖ Coefficient de sécurité γ_s :
- | | | |
|---|------|-----------------------------------|
| { | 1 | Pour les situations accidentelles |
| | 1.15 | Pour les autres cas |

♦ Etat limite service :

- ❖ La contrainte limite varie selon le type de fissuration :
- | | | |
|---|--|--------------------------------|
| { | $\sigma_s = f_e$ | Fissuration peu préjudiciable |
| | $\sigma_s \leq \min \left(1/2 f_e ; 90 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$ | Fissuration préjudiciable |
| | $\sigma_s \leq \min \left(2/3 f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$ | Fissuration très préjudiciable |

- ❖ Coefficient de fissuration :

{	$\eta = 1$	pour les aciers rond lisse (RL).
	$\eta = 1,3$	pour les aciers a haut adhérence (HA) de $\varnothing < 6\text{mm}$.
	$\eta = 1,6$	pour les aciers a haut adhérence (HA) de $\varnothing \geq 6\text{mm}$.

I.2.4.Etats limites :

Suivant les règles BAEL on distingue deux états limites de calcul :

- 1) Etats limite ultime de résistance E. L. U. R.
- 2) Etats limite de service.

I.2.5.Sollicitations de calcul vis-à-vis des états limites :

a) Etat limite ultime :

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la combinaison d'action suivante :

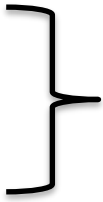
$$1,35 G + 1,5 Q.$$

b) Etat limite de service :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Les sollicitations de calcul sont déterminées à partir de la Combinaison d'action suivante:

G + Q S'il y a intervention des efforts horizontaux dus au séisme, les règles parasismiques algériennes ont prévu des combinaisons d'action suivantes :

$G+Q+E$		avec	G : charge permanente.
$G+Q \pm 1,2 E$			Q : charge d'exploitations.
$0,8 G+E$			E : effort de séisme.

I.3. Les règles et les normes de calcul :

Pour le calcul et la vérification on utilise :

Les règles parasismiques algériennes (RPA 2024).

Les règles B.A.E.L91.

Charges permanents et charges d'exploitations (DTR-BC-2.2).

Règlement neige et vent (RNV 99).

Conclusion :

Les caractéristiques du béton et de l'acier utilisés sont données dans le tableau suivant :

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage et caractéristiques mécaniques des matériaux

Matériaux	Caractéristique mécanique	Valeurs (MPa)
Béton	Résistance caractéristique (f_{c28}) du béton	25
	Contrainte limite à l'ELU :	
	Situation durable	/ 14.2
	Situation accidentelle	18.5
	Contrainte limite à l'ELS :	15
	Module de déformation longitudinale instantanée E_{ij}	32164.2
	Module de déformation longitudinale différée E_{vj}	10818.87
Acier	Limite d'élasticité f_e	400
	Module d'élasticité	$2 \cdot 10^5$
	Contrainte à l'ELU :	348
	Situation accidentelle	400
	Contrainte à l'ELS :	/
	Fissuration peu préjudiciable	400
	Fissuration préjudiciable	201.63
	Fissuration très préjudiciable	164.97

Tableau I.2 : Caractéristiques des matériaux utilisés.

CHAPITRE II :
PRE DIMENSIONNEMENT
ET DESCENTE DE
CHARGE

II.1 Pré dimensionnement :

II.1.1 .Introduction

Le pré-dimensionnement est une étape importante pour la suite de calcul et qui sert à estimer les dimensions des différents éléments d'un ouvrage, il est effectué selon les règlements en vigueur notamment « **RPA.V.2024** » et le « **BAEL91** » en respectant les conditions de résistance et de flèche.

II.1.2.Poutres:

Les poutres sont des pièces fléchies à la moyenne droite de la section rectangulaire, elles sont destinées à supporter les charges verticales et à les transmettre aux poteaux sous forme de réaction d'appuis.

Les poutres doivent respecter les conditions ci-dessous:

a) Critère de flèche:

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

- **L** : La portée de la poutre.
- **h** : La hauteur de la poutre.
- **b** : La largeur de la poutre.

b) Conditions imposées par le RPA .Versions 2024:

- $b \geq 20$ cm : en zones I, II et III
- $b \geq 25$ cm : en zones IV, V et VI
- $h \geq 30$ cm
- $\frac{h}{b} \leq 4$
- $b_{max} \leq (1.5h + b_1)$

Où: h peut être ramenée à 20 cm dans les ouvrages contreventés par voiles.

II.1.2.1.Les poutres principales :

➤ Condition de poutre : BAEL91 (art B.6.5, 1)

- Nous avons : $L_{max} = 530$ cm.

$$\frac{530}{15} \leq h \leq \frac{530}{10} \longrightarrow (35.33 \div 53)$$

On prend: $h = 50$ cm.

- Calcul de la largeur b:

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \longrightarrow 0.3 \times 50 \leq b \leq 0.6 \times 50 \longrightarrow 15 \leq b \leq 30$$

On prend la min de **RPA.V.2024** $b=30\text{cm}$.

On prend **$h=50\text{ cm}$** et **$b=30\text{ cm}$**

❖ **Vérification selon le RPA .Version 2024 article 7.5.1 :**

- $b = 30\text{ cm} > 20\text{ cm}$ (condition vérifiée)
- $h = 50\text{ cm} > 30\text{ cm}$ (condition vérifiée)
- $h / b = 1.66 < 4$ (condition vérifiée)

✓ Donc la section retenue pour la poutre principale est : $(30 \times 50)\text{ cm}^2$.

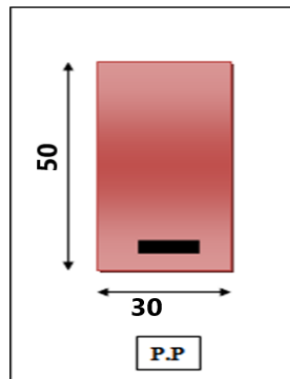


Figure II.1: Pré dimensionnement de la poutre principale.

II.1.2.2. Les poutres secondaires :

- Nous avons : $L_{\max} = 450\text{ cm}$

$$\frac{450}{15} \leq h \leq \frac{450}{10} \longrightarrow (30 \div 45).$$

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

- Calcul de la largeur b:

$$0.3h \leq b \leq 0.6h \longrightarrow 0.3 \times 40 \leq b \leq 0.6 \times 40 \longrightarrow 12 \leq b \leq 24$$

On prend la min de **RPA.V.2024**: $b=30\text{cm}$.

On prend **$h = 40\text{ cm}$** et **$b = 30\text{ cm}$** .

❖ Vérification selon le R.P.A 99 versions 2024 article 7.5.1 :

- $b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm}$ (condition vérifiée)
- $h = 40 \text{ cm} > 30 \text{ cm}$ (condition vérifiée)
- $h / b = 1.33 < 4$ (condition vérifiée)

✓ Donc la section retenue pour la poutre secondaire est : $(30 \times 40) \text{ cm}^2$.

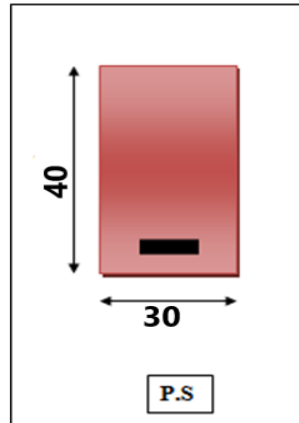


Figure II.2 : Pré dimensionnement de la poutre secondaire.

II.1.3 Les poteaux:

Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux, leurs fonctions principales et de reprendre les efforts dus aux charges et surcharges ramenées par les poutres est ensuite les transmettre aux fondations

- Nous avons proposé une section rectangulaire des poteaux $(50 \times 55) \text{ cm}^2$

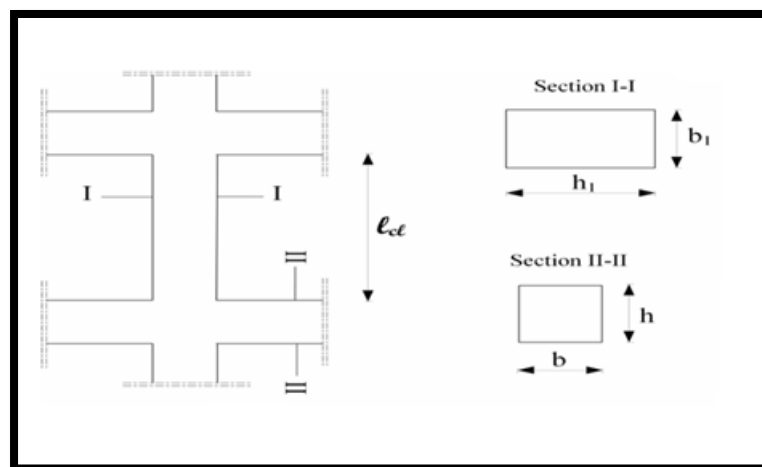


Figure II.3 : Coffrage des poteaux.

➤ **Vérification des règles RPA .V.2024 Article 7.4.1 :**

Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur (h_e) en une seule fois. Et Les dimensions De la section transversale des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} : \text{en zones I, II et III} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm} : \text{en zones IV, V et V} \\ \text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{l_{cl}}{20} : \text{quelle que soit la zone} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_1}{h_1} < 4 : \text{Quelle que soit la zone} \end{array} \right.$$

Pour la zone sismique III :

On a :

$$h_e(x) = 306 - 50 = 256 \text{ cm}$$

$$h_e(y) = 306 - 55 = 251 \text{ cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{Min}(50, 55) = 50 \geq 25 \text{ cm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq h_e/20 \longrightarrow \text{Min}(50, 55) \geq 251/20 = 13.33 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$1/4 < b_1/h_1 < 4 \longrightarrow 1/4 < 55/50 = 1.1 < 4 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

✓ Donc on prend une section de **(50 × 55) cm²**

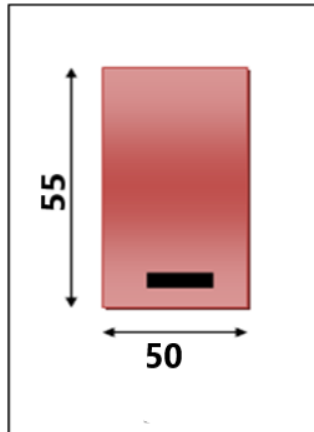


Figure II.4 : pré dimensionnement des poteaux.

II.1.4. Planchers (Corps creux) :

Dans notre projet on a un plancher en corps creux qui est généralement une aire plane, destinée à limiter des étages est à supporter les revêtements, dont les deux fonctions principales sont :

- ✓ Une fonction de résistance mécanique: il doit supporter son poids propre et les surcharges.
- ✓ Une fonction d'isolation acoustique et thermique qui peut être assurée complémentirement par un faux plafond.

II.1.4.1. Hauteur du plancher :

D'après les règles de **BAEL 91 (Art-B.6.8 ; 4 .24)** ; l'évaluation de l'épaisseur totale du plancher à corps creux peut s'exprimer par les formules suivantes:

$$\frac{ht}{L_{\max}} \geq \frac{1}{22.5}$$

L_{\max} : longueur maximale entre nus d'appuis selon la disposition des poutrelles.

ht : hauteur du plancher.

$$L_{\max} = 450 - 30 = 420 \text{ cm.}$$

L_{\max} : Longueur entre nus. $L_{\max} = 4,2 \text{ m}$

$$ht \geq 420 / 22,5 = 18.66 \text{ cm}$$

Alors, $ht \geq 18.66 \text{ cm}$

Remarque : La portée à prendre en compte dans les calculs est mesurée entre nus des appuis
Selon **BAEL 91 (Art-B-6-1-1)** :

On va choisir: $ht = 20 \text{ cm}$.

$$\left\{ \begin{array}{l} 4 \text{ cm : hauteur de la table de compression.} \\ 16 \text{ cm : hauteur du corps creux.} \end{array} \right.$$

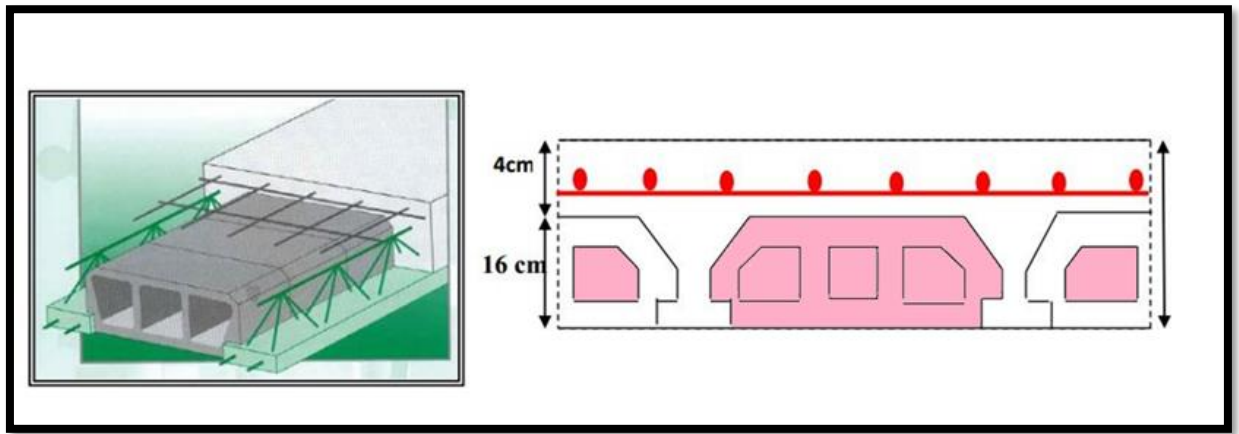


Figure II.5 : Plancher à corps creux.

II.1.4.2. Poutrelles :

Les poutrelles forment avec la dalle de compression une section en T.

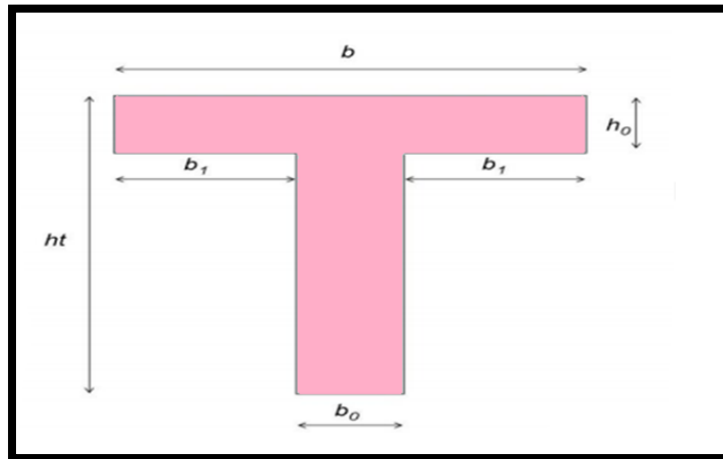


Figure II.6 : Schéma de calcul.

D'après les règles **BAEL 91 (article A 4.1.3)** la largeur de la table de compression sera calculée à partir de la plus faible des valeurs suivantes de b_1 :

$$b_1 = \min \left(\frac{L}{10} \div \frac{L_n}{15} \right)$$

L_n : la distance entre nus de deux nervures consécutives.

L : Distance entre nus d'appuis de la poutrelle.

D'après les normes algériennes (**DTR-B.C.22**), la distance entre axes des nervures est prise égale à **$L_n = 65 \text{ cm}$** .

- La hauteur de la nervure est égale à **$h_0 = 4 \text{ cm}$** .
- La largeur b_0 .

$$0.3 \times h_t \leq b_0 \leq 0.5 \times h_t$$

$$0.3 \times 20 \leq b_0 \leq 0.5 \times 20$$

$$6 \leq b_0 \leq 10$$

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

On prend:

$$b_1 \leq \frac{L}{10} \longrightarrow b_1 \geq \frac{420}{10} \longrightarrow b_1 \geq 42 \text{ cm}$$

$$b_1 = \frac{Ln - b_0}{2} \longrightarrow \frac{65 - 10}{2} = 27.5 \text{ cm}$$

$$b_1 = \min \left(\frac{L}{10} \div \frac{Ln - b_0}{2} \right) \longrightarrow \min (42 \div 27.5) = 27.5 \text{ cm}$$

En conséquence, on adopte:

$$b_0 = 10 \text{ cm} ; b_1 = 27.5 \text{ cm} ; b = 65 \text{ cm} ; h_t = 20 \text{ cm}.$$

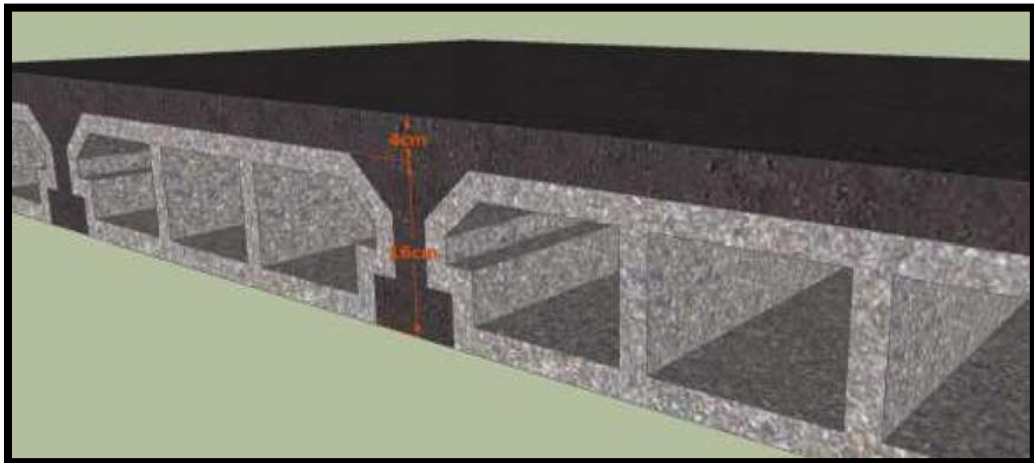


Figure II.7: Schéma de plancher corps creux.

II.1.5.L'escalier :

II.1.5.1.Définition :

Dans une construction, la circulation entre les étages se fait par l'intermédiaire des escaliers. Les escaliers sont constitués par des volées en béton armé reposant sur les paliers coulés en place. Le choix de ce type d'escalier a été retenu pour les avantages suivants:

- Rapidité d'exécution et Utilisation immédiate de l'escalier.

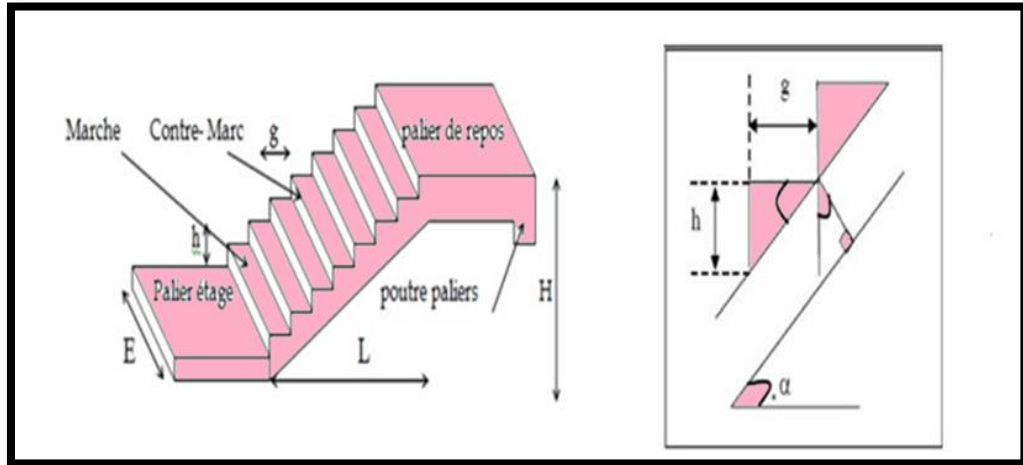


Figure II.8: schéma de L'escalier

II.1.5.2.Calcul du dimensionnement (g, h) :

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

$$2h + g = m \text{ (h et g en cm).}$$

m : varie entre 59 et 66 cm .

$$14 \leq h \leq 18 \text{ cm}$$

$$24 \leq g \leq 32 \text{ cm}$$

h : hauteur de la contre marche.

g: largeur de marche.

On prend:

$$h = 17 \text{ cm} \quad ; \quad g = 30 \text{ cm}$$

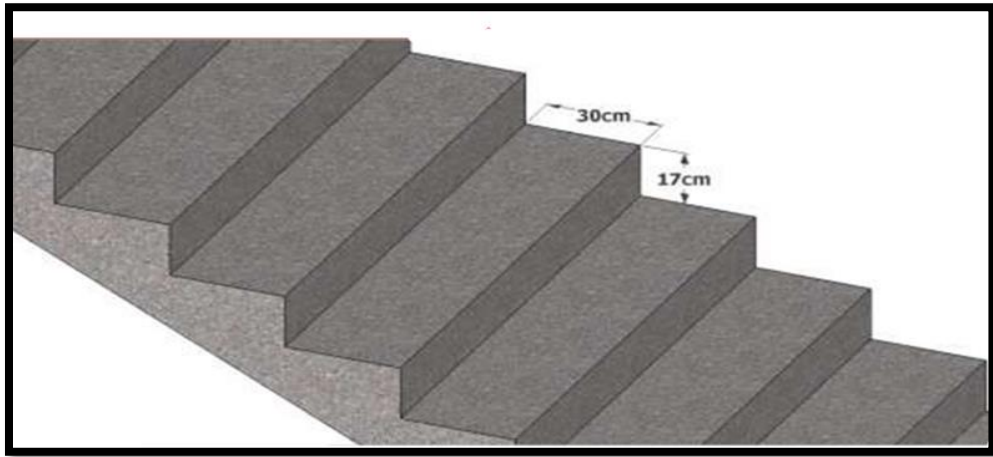


Figure II.9: Schéma de marche et contre marche.

♦ **Formule de BLONDEL :**

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

$$2h+g = 2 \times 17 + 30 = 64 \longrightarrow 59 \leq 64 \leq 66 \longrightarrow \text{(condition vérifiée).}$$

✓ **Nombre de contre marche**

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

n : nombre de contre marche.

H : hauteur d'étage.

h : hauteur de la contre marche.

$$n = 3.06 / 0.17 = 18$$

Pour deux volées $n = 18$

Pour une volée $n = 9$

♦ **Longueur de la volée :**

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

♦ **Inclinaison de la pailasse:**

$$\text{tg } \alpha = \frac{H/2}{L} = \frac{1.53}{2.40} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,5^\circ$$

♦ **Longueur du palier de repos : 1.20 m**

On a $L = 4.5 \text{ m}$

$$L = L_1 + L_2 + L_3$$

$$L_1 = L - L_2 + L_3$$

$$L_1 = 4.5 - 2.4 - 1.2$$

$$L_1 = 0.9 \text{ m}$$

Donc la longueur palier de départ : $L_1 = 0.9 \text{ m}$.

▪ **Emmarchement E:**

L'emmarchement peut être variable selon la dimension de la cage d'escalier $E = 120 \text{ cm}$

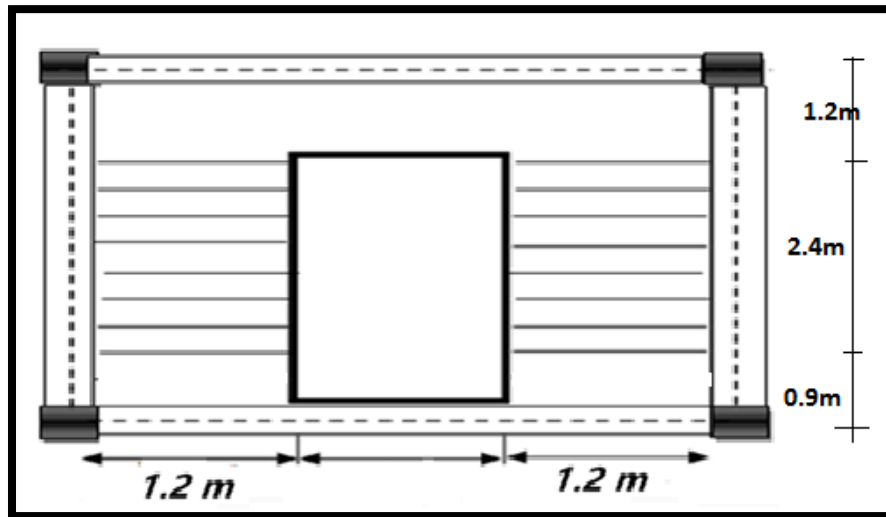


Figure II.10: Vu en plan de la cage d'escalier

♦ **Épaisseur de la paillasse:**

Pour faciliter l'exécution on prend pour les deux éléments la même épaisseur

$$\text{On a } L' = l_{\text{pal}} + l_{\text{vol}} + L_{\text{pal}} \longrightarrow L' = 0.9 + 2.4 + 1.2 = 4.5 \text{ m}$$

$$\frac{L'}{30} \leq e \leq \frac{L'}{20} \longrightarrow \frac{4.5}{30} \leq e \leq \frac{4.5}{20} \longrightarrow 15 \leq e \leq 22.5$$

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

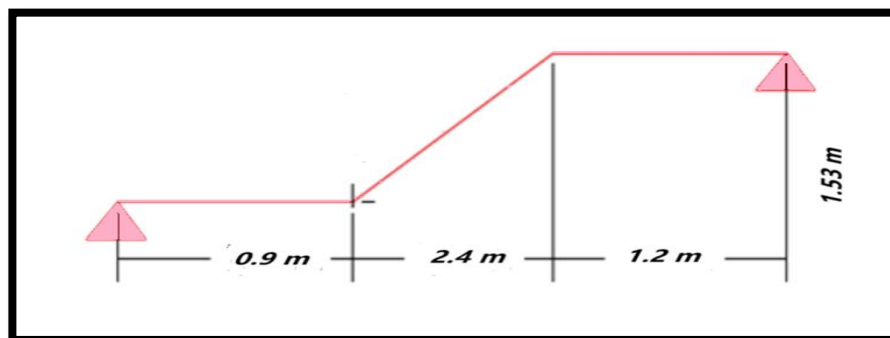


Figure II.11: schéma statique d'escalier

II.1.6. Les balcons :**II.1.6.1. 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)

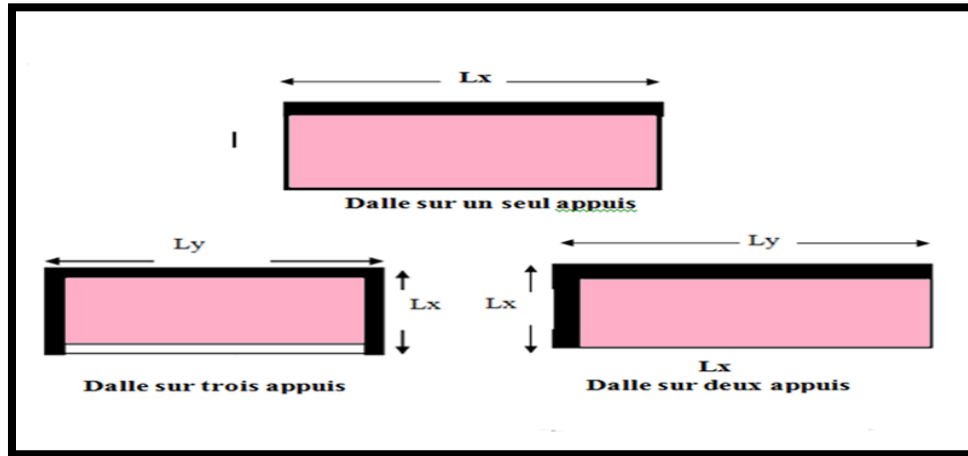


Figure II.12: schéma de types des dalles pleines

- **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 : **$e=16$ cm.**

- **Résistance à la flexion**

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

$$e \geq \frac{Lx}{20} \longrightarrow e \geq \frac{110}{20} \longrightarrow e = 5.5 \text{ cm}$$

On prend **$e = 16$ cm**

- ♦ **Isolation phonique :**

Le confort et l'isolation phonique exigent une épaisseur minimale de : **$e=12$ cm.**

On voit bien que pour l'ensemble des dalles pleines, c'est le critère de coupe-feu qui est déterminant. Donc, on opte pour les dalles pleines d'épaisseur **$e=16$ cm.**

II.1.7 Les voiles :

Le pré dimensionnement des voiles se fera selon les prescriptions du RPAversion2024. Les murs en béton servent d'une part à contreventer le bâtiment en reprenant les efforts horizontaux (séisme et vent) et d'autre part de reprendre les efforts verticaux qu'ils transmettent aux fondations.

D'après le RPAversion2024 : Sont considérés et pris en compte comme voiles de contreventement, au sens du présent document technique réglementaire, les éléments de contreventement satisfaisant la condition exprimée par Equation suivant :

$$l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1m \right)$$

Où: l_w représente la longueur du voile. Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteaux).

L'épaisseur minimale (b_w) doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max (15 \text{ cm} ; h_e / 20).$$

Par ailleurs, en plus des résultats donnés par les calculs de dimensionnement, ou de vérification Requis, et pour des considérations de stabilité de forme (non flambement), l'épaisseur doit Être Déterminée en fonction de h_e , la hauteur libre du niveau et des conditions De rigidité aux extrémités, dans notre cas :

On a :

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

$$\text{Avec : } \begin{cases} h : \text{ hauteur libre d'étage.} \\ h_t : \text{ hauteur de la poutre.} \end{cases}$$

$$\text{Donc : } b_w \geq \max (15 \text{ cm} ; 13.3 \text{ cm}) \longrightarrow b_w \geq 15 \text{ cm}$$

On prend $b_w = 15 \text{ cm}$

donc :

$$l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1m \right) \longrightarrow l_w \geq \max (8.86 \text{ m} ; 6 \text{ m} ; 1m) \longrightarrow l_w \geq 8.86 \text{ m}$$

Conclusion :

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

En parallèle, l'épaisseur minimale que doit avoir le voile, et qui est exigée par le **RPA version 2024**, est de $e = 15 \text{ cm}$.

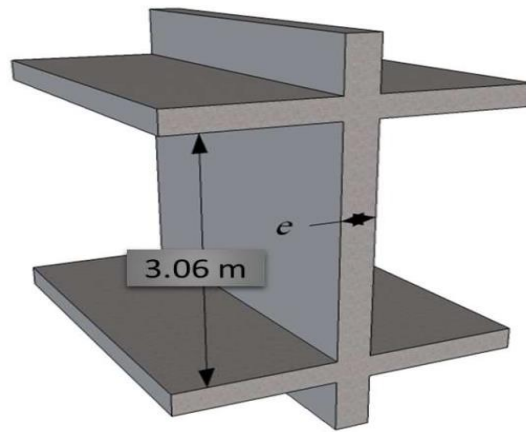


Figure II.13: Coupe de voile en élévation.

II.1.8. L'acrotère:

L'acrotère est un mur périphérique qu'on réalise en béton armé pour contourner le bâtiment au niveau de la terrasse. Son rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher-terrasse. Ainsi, il sert à la protection des ouvriers de maintenance. Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure suivante :

Surface :

$$S = S_1 + S_2 + S_3$$

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

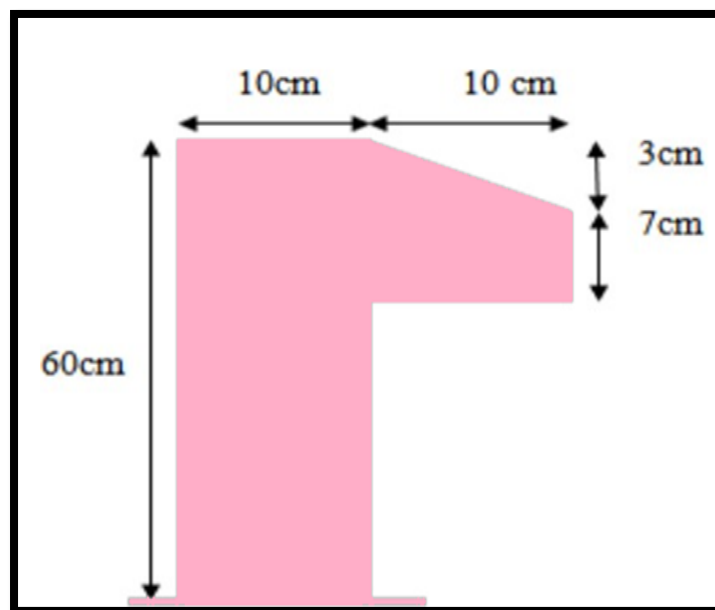


Figure II.14: Schème de l'acrotère.

II.2. La descente des charges :

II.2.1.Introduction:

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

➤ Rôle de descente des charges :

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

II.2.2. Évaluations des charges et surcharges :

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

Désignation de l'élément	γ (kN/m^3)	Epaisseur (m)	G(KN/m^2)
Protection en gravillon	17	0.05	0.85
Étanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.10	2.2
Isolation thermique (liégé)	4	0.04	0.16
Plancher en corps creux	/	0.16+0.04 (0.20)	2.8
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
/	/	/	G= 6.33

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

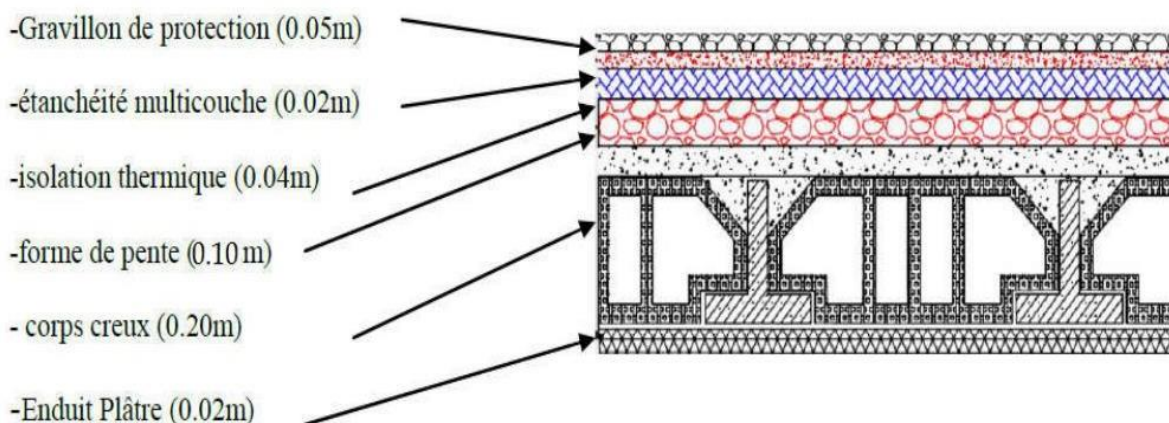


Figure II.14. Plancher terrasse

II.2.2.2. Plancher 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

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

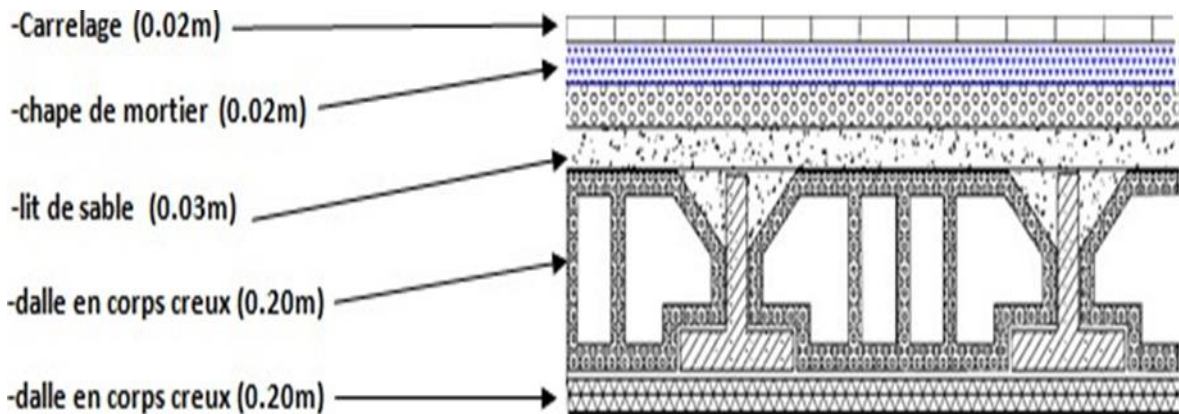


Figure II.15. Plancher étage courant

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. Les Murs :

II.2.2.3.1. Murs extérieurs en maçonnerie :

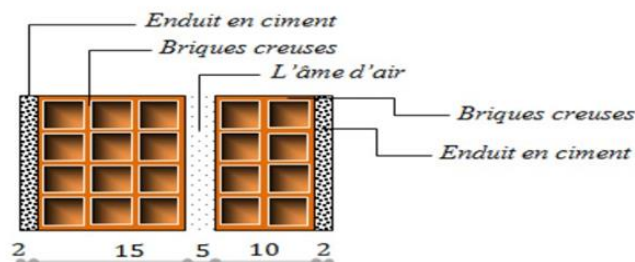


Figure II.16. Coupe verticale d'un mur extérieur

Désignations	γ (kN/m^3)	Epaisseur (m)	Charges(KN/m^2)
Enduit de ciment	20	0.02	0.4
Brique creux	9	0.15	1.3
Ame d'air	-	0.05	0.00
Brique creux	9	0.10	0.9
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
/	/	/	G=2.8

Tableau.II.3: Évaluation des charges pour les murs a doublé cloison.

II.2.2.4.Les balcons :

II.2.2.4.1.Balcon terrasse (dalle pleine) :

Désignations	γ (kN/m^3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m^2)
Gravillon de protection	17	0.05	0.85
Etanchéité multicouche	6	0.02	0.12
Forme de pente	22	0.10	2.2
Enduit en plâtre	10	0.02	0.20
Isolation thermique	4	0.04	0.16
Dalle en béton armé	25	0.16	4
/	/	/	G =7.53

Tableau.II.4: Charges du Balcon terrasse (Dalle pleine).

{ Charge permanente $G = 7.53 \text{ KN/m}^2$.
 { Charge d'exploitation $Q = 1 \text{ KN/m}^2$.

II.2.2.4.2.Balcon étage courant :

Désignations	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Couche de sable	18	0.03	0.54
Dalle pleine	25	0.16	4
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
/	/	/	G=5.58

Tableau.II.5: Charges du Balcon étage courant (Dalle pleine).

{ Charge permanente $G = 5.58 \text{ KN/m}$
 { Charge d'exploitation $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$

II.2.2.5. L'acrotère :

1) Surface de l'acrotère :

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

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

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

Surcharge Q : D'après D.T.R.BC.2.2 :

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

Dans une bonde d'un mètre :

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 183.25 \text{ daN/m} \\ Q = 100 \text{ daN/m} \end{array} \right.$$

II.2.2.6. Les escaliers :

➤ **Charges et surcharges des escaliers : DTR(B.C2.2) :**

II.2.2.6.1.Palier:

Désignations	γ (kN/m^3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Poids propre de palier	25	0.2	4
Enduit en plâtre	10	0.02	0.2
/	/	/	5.04

Tableau.II.6 : Charge permanente du palier.

II.2.2.6.2Paillasse:

Désignations	γ (kN/m^3)	Epaisseur (m)	Charges (KN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Les marches	22	0.17/2	1.87
Paillasse	25	0.2/cos 32.5	4.74
Enduit en plâtre	20	0.02	0.2
/	/	/	7.65

Tableau.II.7.: Charge permanente du Paillasse

Surcharge d'exploitation : DTR .BC2-2 :

1. Palier **2.5 kN/m².**

2. Paillasse.....**2.5 kN/m².**

$$q = Q \times 1m = 2500 \times 1 = 2500 \text{ N/ml}$$

II.2.3.Descente des charges sur les poteaux :

Les charges d'exploitation reprises par les poteaux sont calculées en tenant compte de la loi de dégression, applicable lorsque le bâtiment comporte plus de 5 niveaux et que l'occupation des différents niveaux est indépendante. (DTR.BC2.2).

II.2.3.1.Loi de dégression : DTR B.C.2.2 :

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

- Pour le toit et terrasse Q_0
- Pour le dernier étage Q
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.9Q$
- Pour l'étage immédiatement inférieur $0.8Q$

Et ainsi de suite réduisant de 10% par étage jusqu'à $0.5Q$ (valeur conservée pour les étages inférieurs suivants).

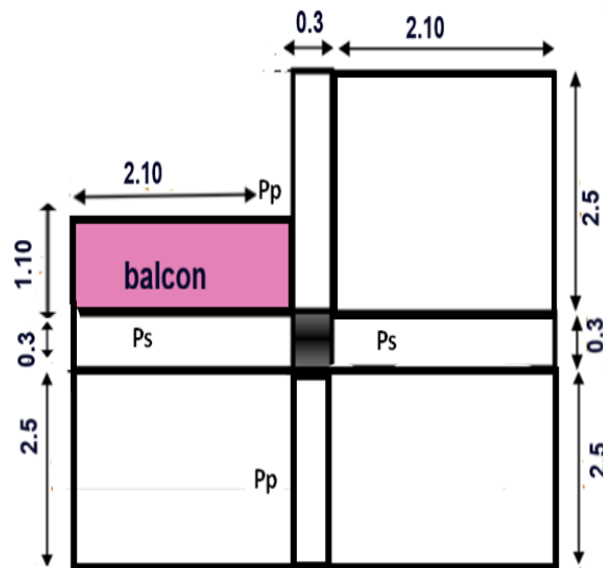
II.2.3.2.Descente des charges sur le poteau de rive (E-8) :

Figure II.18 : surface afférente poteau (E-8)

♦ La surface afférente pour la charge permanente :

$$\left\{ \begin{array}{l} SG = (2.10 \times 2.5) + (2.5 \times 2.10) + (2.5 \times 2.10) = 15.75 \text{ m}^2 \\ SG = (2.10 \times 1.10) = 2.31 \text{ m}^2 \end{array} \right.$$

- Pour la terrasse :

$$S_{Qt} = (2.25 \times 2.65) + (2.25 \times 2.65) + (2.65 \times 2.25) = 17.88 \text{ m}^2.$$

- Pour l'étage courant :

$$S_Q = S_{Qt} - (0.4 \times 0.45) \longrightarrow S_Q = 17.88 - (0.4 \times 0.45) = 17.7 \text{ m}^2.$$

- Pour le balcon :

$$S_Q = 1.10 \times 2.10 = 2.31 \text{ m}^2$$

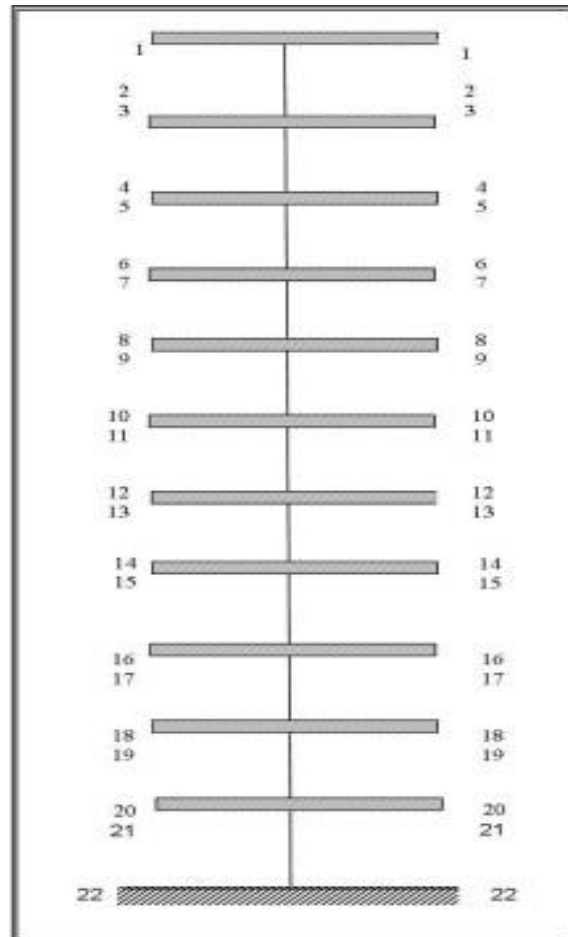


Figure.II.19 : Surface afférente poteau (E-8).

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
	Acrotère (0.0685 x 1.8325)	0.1255	
1-1	Plancher terrasse inaccessible : (6,33×17.88))	113.18	
	Poutre principale (0,3×0,5×2.5×25)	9.37	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.30	
	Balcon (7.53 × 2.31)	17.39	
	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Murs extérieurs (2.5+2.10) × 2.8	12.88	
2-2	Surcharge : (1×17.88+2.31×1)		20.19
Totale		180.27	20.19
	Venant 2-2	180.27	
3-3	Plancher E C: (5.38×17.7)	95.22	
	Poutre principale (0,3×0,5×2.5×25)	9.37	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.30	
	Balcon (5.58 × 2.31)	12.89	
4-4	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Murs extérieurs (2.10+2.5)× 2.8	12.88	
	Surcharge : (1.5×17.7+2.31×3.5)		34.63
TOTAL		337.96	54.82
	Venant 3-3	337.96	
5-5	Plancher E C: (5.38×17.7))	95.22	
	Poutre principale (0,3×0,5×2.5×25)	9.37	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.30	
	Balcon (5.58 × 2.31)	12.89	
	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Murs extérieurs :(2.10+2.5)× 2.8	12.88	
	Surcharge : 0.9× (1.5×17.7+2.31×3.5)		31.17

6-6			
Totale		495.65	85.99
	Venant 4-4	495.65	
7-7	Plancher E C: (5.38×17.7))	95.22	
	Poutre principale (0,3×0,5×2.5×25)	9.37	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.30	
	Balcon (5.58 × 2.31)	12.89	
	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Murs extérieurs : (2.10+2.5)× 2.8	29.96	
	Surcharge : 0.8× (1.5×17.7+2.31×3.5)		27.70
Totale		670.42	113.69
9-9	Venant 5-5	670.42	
	Plancher E C: (5.38×17.7))	95.22	
	Poutre principale (0,3×0,5×2.5×25)	9.37	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.30	
	Balcon (5.58 × 2.31)	12.89	
	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Murs extérieurs : (2.10+2.5)× 2.8	12.88	
10-10	Surcharge : 0.7× (1.5×17.7+2.31×3.5)		24.24
Totale		838.11	137.93
11-11	Venant 6-6	838.11	
	Plancher E C: (5.38×17.7))	95.22	
	Poutre principale (0,3×0,5×2.5×25)	9.37	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.30	
	Balcon (5.58× 2.31)	12.89	
	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Murs extérieurs : (2.10+2.5)× 2.8	12.88	

12-12	Surcharge : $0.6 \times (1.5 \times 17.7 + 2.31 \times 3.5)$		20.78
Totale		995.8	158.71
13-13	Venant 7-7	995.8	
14-14	Plancher E C: (5.38×17.7)	95.22	
	Poutre principale $(0.3 \times 0.5 \times 2.5 \times 25)$	9.37	
	Poutre secondaire $(0.3 \times 0.4 \times 2.10 \times 25)$	6.30	
	Balcon (5.58×2.31)	12.89	
	Poteau : $(0.5 \times 0.55 \times 3.06 \times 25)$	21.03	
	Murs extérieurs : $(2.10 + 2.5) \times 2.8$	29.96	
	Surcharge : $0.5 \times (1.5 \times 17.7 + 2.31 \times 3.5)$		17.31
Totale		1153.49	175.02
	Venant 8-8	1153.49	
15-15	Plancher E C: (5.38×17.7)	95.22	
16-16	Poutre principale $(0.3 \times 0.5 \times 2.5 \times 25)$	9.37	
	Poutre secondaire $(0.3 \times 0.4 \times 2.10 \times 25)$	6.30	
	Balcon (5.58×2.31)	12.89	
	Poteau : $(0.5 \times 0.55 \times 3.06 \times 25)$	21.03	
	Murs extérieurs : $(2.10 + 2.5) \times 2.8$	12.88	
	Surcharge : $0.5 \times (1.5 \times 17.7 + 2.31 \times 3.5)$		17.31
Totale		1311.18	193.13
	Venant 9-9	1311.18	
17-17	Plancher E C: (5.38×17.7)	95.22	
	Poutre principale $(0.3 \times 0.5 \times 2.5 \times 25)$	9.37	
	Poutre secondaire $(0.3 \times 0.4 \times 2.10 \times 25)$	6.30	
	Balcon (5.58×2.31)	12.89	
	Poteau : $(0.5 \times 0.55 \times 3.06 \times 25)$	21.03	

18-18	Murs extérieurs : $(2.10+2.5) \times 2.8$	12.88	
	Surcharge : $0.5 \times (1.5 \times 17.7 + 2.31 \times 3.5)$		17.31
Totale		1468.87	210.44
19-19 20-20	Venant 10-10	1468.87	
	Plancher E C: (5.38×17.7)	95.22	
	Poutre principale $(0,3 \times 0,5 \times 2.5 \times 25)$	9.37	
	Poutre secondaire $(0,3 \times 0,4 \times 2.10 \times 25)$	6.30	
	Balcon (5.58×2.31)	12.89	
	Poteau : $(0,5 \times 0,55 \times 3,06 \times 25)$	21.03	
	Murs extérieurs : $(2.10+2.5) \times 2.8$	12.88	
	Surcharge : $0.5 \times (1.5 \times 17.7 + 2.31 \times 3.5)$		17.31
Totale		1626.56	227.75

Tableau.II.8 : descente de charge du poteau de rive (E-8)

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 1626.56 \text{ KN.} \\ Q = 227.75 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (1626.56) + 1.5 (227.75) \\ \quad \mathbf{N_u = 2537.48 \text{ KN.}} \\ N_{ser} = G + Q = 1626.56 + 227.75 \\ \quad \mathbf{N_{ser} = 1854.31 \text{ KN.}} \end{array} \right.$$

II.2.3.3.descente des charges sur le poteau de rive (D-8).

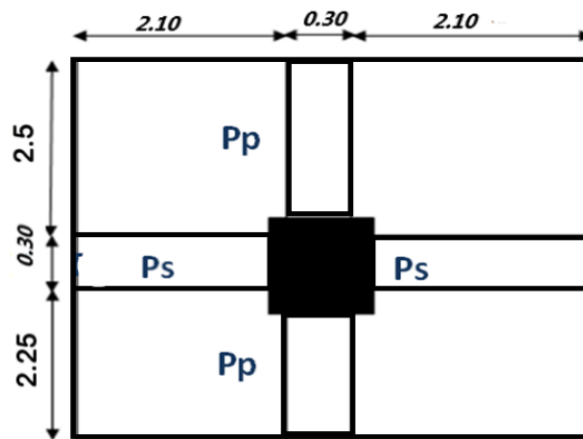


Figure.II.20 : Surface afférente poteau (D-8).

La surface afférente pour la charge permanente :

$$S_G = (2.10 \times 2.5) + (2.25 \times 2.10) + (2.5 \times 2.10) + (2.25 \times 2.10) = 19.95 \text{ m}^2.$$

La surface afférente pour la charge d'exploitation :

$$S_{Qt} = (2.65 + 2.4) \times (2.25 + 2.25) = 22.72 \text{ m}^2.$$

$$S_Q = 23.85 - (0.5 \times 0.55) = 22.44 \text{ m}^2.$$

Niveau	Eléments	G(KN)	Q(KN)
1-1	Plancher terrasse inaccessible : (6,33×19.95)	126.28	
	Poutre principale (0,3×0,50×2.5×25)	9.37	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.3	
2-2	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 1×22.72		22.72
Totale		162.98	22.72
3-3	Venant 2-2	162.98	
	Plancher EC : (5.38×19.95)	107.33	
	Poutre principale (0,3×0,50×2.5×25)	9.375	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.3	
	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
4-4	Surcharge : 1.5×22.72		34.08
Totale		307.01	56.80
5-5	Venant 3-3	307.01	
	Plancher EC : (5.38×19.95)	107.33	
	Poutre principale (0,3×0,50×2.5×25)	9.375	

6-6	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.3	
	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 0.9× 1.5×22.72		30.67
Totale		451.04	87.47
7-7	Venant 4-4	451.04	
	Plancher EC : (5.38×19.95)	107.33	
	Poutre principale (0,3×0,50×2.5×25)	9.375	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.3	
8-8	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 0.8×1.5×22.72		27.26
Totale		595.08	114.73
9-9	Venant 5-5	595.08	
	Plancher EC: (5.38×21)	107.33	
	Poutre principale (0,3×0,50×2.5×25)	9.375	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.3	
	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 0.7× 1.5×23.67		23.85
Totale		739.11	138.58
11-11	Venant 6-6	739.11	
	Plancher EC : (5.38×21)	107.33	
	Poutre principale (0,3×0,50×2.5×25)	9.375	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.3	
	Poteau : (0,5 ×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge :0.6 ×1.5×22.72		20.44
Totale		883.14	158.98
13-13	Venant 7-7	883.14	
	Plancher EC : (5.38×21)	107.33	
	Poutre principale (0,3×0,50×2.5×25)	9.375	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.3	
	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 0.5×1.5×22.72		17.04
Totale		1027.17	176.02
15-15	Venant 8-8	1027.17	

16-16	Plancher EC : (5.38×21)	107.33	
	Poutre principale (0,3×0,50×2.5×25)	9.375	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.3	
	Poteau : (0,5×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 0.5 ×1.5×22.72		17.04
Totale		1171.20	193.06
	Venant 9-9	1171.20	
17-17	Plancher EC : (5.38×21)	107.33	
	Poutre principale (0,3×0,50×2.5×25)	9.375	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.3	
18-18	Poteau : (0,5×0.55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 0.5 ×1.5×22.72		17.04
Totale		1315.23	210.10
	Venant 10-10	1315.21	
19-19	Plancher EC : (5.38×21)	107.33	
	Poutre principale (0,3×0,50×2.5×25)	9.375	
	Poutre secondaire (0,3×0,4×2.10×25)	6.3	
20-20	Poteau : (0,50×0,55×3,06×25)	21.03	
	Surcharge : 0.5 ×1.5×22.72		17.04
Totale		1459.24	227.18

Tableau.II.9 : descente de charge du poteau de rive (D-8)

$$\left\{ \begin{array}{l} G = 1459.24 \text{ KN.} \\ Q = 227.18 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 1.35G + 1.5Q = 1.35 (1459.24) + 1.5 (227.18) \\ N_u = 2310.74 \text{ KN.} \\ N_{ser} = G + Q = 1459.24 + 227.18 \\ N_{ser} = 1686.42 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

Poteaux	G	Q	N _u	N _s
Poteau central (D-8)	1459.24	227.18	2310.74	1686.42
Poteau de rive (E-8)	1626.56	227.75	2537.48	1854.31

Tableau.II.10 : Charges Sur Les Poteaux.

Remarque: pour la vérification de la section du Poteau on prend le poteau le plus sollicité.

❖ **Vérification des dimensions :**

Les dimensions de la section transversales des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

- $\text{Min}(b, h) \geq 25$
- $\text{Min}(b, h) \geq H_e/20$
- $1/4 \leq b/h \leq 4$

Les trois conditions sont vérifiées.

❖ **Vérification de l'effort normale**

L'article (7.4.3.1) du RPA99/version 2024 en plus des vérifications prescrites par le BAEL 91 et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous les sollicitations de l'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{N_d}{Br \times f_{c28}} \leq 0.35$$

Avec :

Br. : section réduite du poteau.

f_{c28} : résistance à la compression du béton.

$$N_d = N_{ser} = G + Q = 1626.56 + 227.75 \text{ KN}$$

$$N_{ser} = 1854.31 \text{ KN}$$

$$V = \frac{1854.31 \times 10^3}{500 \times 550 \times 25} = 0.26 \leq 0.35 \longrightarrow \text{condition vérifié.}$$

❖ **Vérification au flambement :** D'après BAEL91 (Article 8.4.1).

$$\left\{ \begin{array}{l} N_u = 2537.48 \text{ KN.} \\ N_{ser} = 1854.31 \text{ KN.} \end{array} \right.$$

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha [(Br f_{c28} / 0.9 \gamma_b) + (A_s f_e / \gamma_s)]$$

\bar{N} : Effort normal ultime (compression).

α : Coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

➤ Pour $\lambda \leq 50$

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{\lambda}{35}\right)}$$

➤ Pour $50 \leq \lambda \leq 70$

$$\alpha = 0.60 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2$$

γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,5$) Situation durable.

γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation accidentel.

f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 400$ MPa).

f_{c28} : La résistance à la compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 25$ MPa).

A_s : Section d'acier comprimée :

Br : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur toute sa périphérie [**Br** = (a-2) (b-2)] cm²

Dans notre cas on a :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = 3.46 \frac{l_f}{b} \longrightarrow \lambda = 3.46 \times \frac{0.7 \times 3.06}{0.4} = 18.53$$

➤ **Donc** : $\lambda \leq 50$:

$$\alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \times \left(\frac{18.53}{35}\right)} = 0.804$$

➤ **Section réduit de Poteau:**

$$Br = (50-2)(55-2) = 2544 \text{ cm}^2 = 254400 \text{ mm}^2.$$

♦ **Section d'acier :**

♦ **Selon RPA2024 :** (article 7.4.2.1) la section d'acier minimal sera de :

$$A_{\min} = 0.9\% B \text{ (zone III)}$$

$$A_{\min} = 0.9 (50 \times 55) / 100 = 24.75 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 2475 \text{ mm}^2$$

-

♦ **Selon BAEL91 :** (article 8.1.2.1) :

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

$$A_{\min}^{BAEL} = \begin{cases} \frac{0.2bh}{100} = \frac{0.2 \times 500 \times 550}{100} = 550 \text{ mm}^2. \\ 4 \text{ cm}^2 = 400 \text{ mm}^2 \end{cases}$$

$$A_{\min}^{BAEL} = 550 \text{ mm}^2$$

Donc : $A = \max (A^{BAEL} ; A^{RPA}) \longrightarrow A = \max (550\text{mm}^2 ; 2475 \text{ mm}^2).$

$$A=2475 \text{ mm}^2$$

$$N_U \leq \bar{N} = \alpha [(B_r f_{c28} / 0.9 \gamma_b) + (A_s f_e / \gamma_s)].$$

$$N_U \leq 0.804 \times \frac{254400 \times 25}{0.9 \times 1.5} + \frac{2475 \times 400}{1.15}$$

$$N_U \leq 4479872.46 \text{ N} = 44798.72 \text{ KN}$$

$$N_U = 2537.48 \text{ KN} \leq 44798.72 \text{ KN} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Niveau	$N_U(\text{KN})$	$A_{\min BAEL}$	$A_{\min RPA}$	$A(\text{mm}^2)$	$B_r(\text{mm}^2)$	$\bar{N}(\text{KN})$
RDC+12	2537.48	550	2475	2475	254400	44798.72

Tableau.II.11 : récapitulatif des résultats.

♦ Donc la section choisie est suffisante **(50 ; 55).**

♦ 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 :

Les éléments	L'épaisseur ou section
Poteau	50 × 55 cm ²
Poutre principale	30 × 50 cm ²
Poutre secondaire	30 × 40 cm ²
Plancher corps creux	(16+4) cm
Balcon	e = 16 cm
Voile	e = 15 cm
Escalier	e = 20 cm

Tableau .II. 12 : Résumé du pré dimensionnement des éléments.

CHAPITRE III :

Etude des éléments secondaires

III.1.Introduction:

Les éléments non structuraux sont des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement ; c'est des éléments en maçonnerie (murs extérieurs, cloison...etc.) ou autres (escaliers, balcon, acrotère...etc.).

III.2.Etude de l'acrotère :

III.2.1.Définition :

L'acrotère est un élément de sécurité au niveau de la terrasse, il forme une paroi contre toute chute. Il est considéré comme une console encastrée à sa base,

L'acrotère sera calculé en flexion composée sous l'effet d'un effort normal dû à son poids propre **WP** et un moment de flexion de l'application de la charge **F**, exercée par la main courante, ou bien une force sismique. Tel que **F = max (Q, Fp)**.

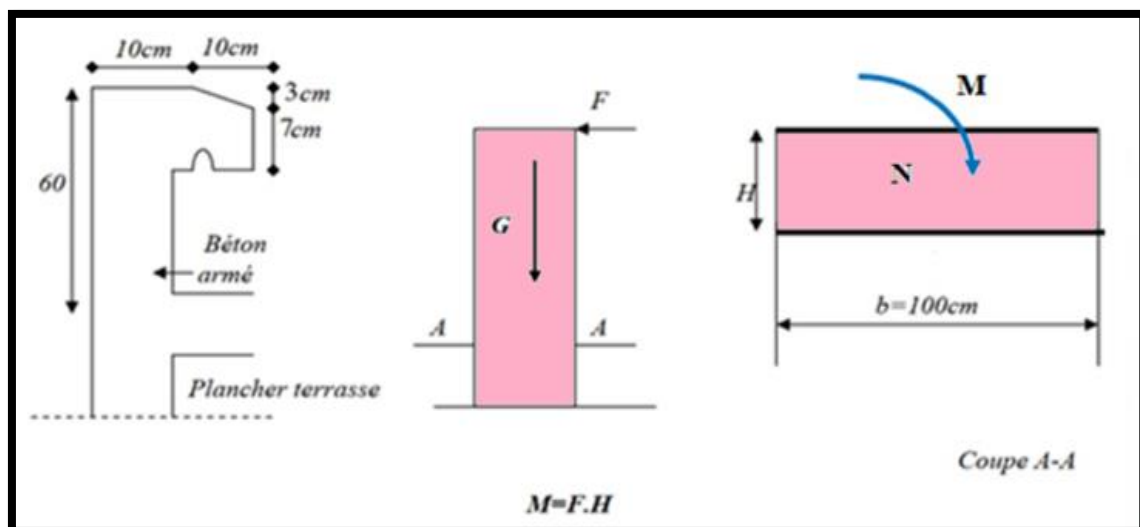


Figure.III.1 : Caractéristiques géométriques de l'acrotère.

III.2.2.Evaluation des charges :

- **Surface de l'acrotère :** $S_t = (0.1 \times 0.6 + 0.07 \times 0.1 + 0.1 \times 0.03 \times 0.5) = 0.0685 \text{ m}^2$
 - **Poids de L'acrotère par mètre linéaire :** $G_1 = 0.0685 \times 25000 \times 1 = 1712.5 \text{ N/ml.}$
 - **Poids de mortier de crépissage par mètre :** $G_2 = 1 \times (0.01 \times 0.6) \times 2000 = 120 \text{ N/ml.}$
- $G = G_1 + G_2 = 120 + 1712.5 = 1832.5 \text{ N/ml.}$

✓ **Surcharge** : D'après D.T.R.BC.2.2 :

Q : force horizontale sollicite l'acrotère due à la main courante est 1000 N/m.

$$Q \times 1\text{m} = 1000 \text{ N /ml.}$$

Dans une bonde d'un mètre : **G=1832.5N/ml**

$$Q=1000\text{N/ml}$$

♦ **D'après RPA .V.2024 (art 6.2.3) :**

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

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

Avec :

A: Coefficient d'accélération de zone (cf. Tableau (3.2).

Zone (III) donc A=0.15

I : Coefficient d'importance (Tableau (3.10).

Groupe 2 ; I=1

S: Coefficient de site (Tableaux (3.3) & (3.4)) .

Site 2 : S= 1.30

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (Tableau (6.1)).

0.80 Éléments en console (tableau 6.1).

W_p: Poids de l'élément considéré ; poids de l'acrotère, donc :

$$W_p = 1832.5$$

H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base

$$H=36.72$$

h_z: Hauteur, du niveau "k", à partir de la base

$$h_z=3.06$$

$$\text{donc : } F_{pk} = (1 \times 1.30 \times 0.15) \times \left(1 + \frac{3 \times 3.06}{36.72}\right) \times 1832.5 = 446.67 \text{ N/ml.}$$

$$F = \max (Q ; F_{pk}) \longrightarrow F = \max (1000 ; 446.67) \text{ N/ml.}$$

$F = 1000 \text{ N/ml}$.

Soit $Q = 1000 \text{ N/ml}$ (surcharge due à la main courante).

$G = 1832.5 \text{ N/ml}$; $Q = 1000 \text{ N/ml}$.

III.2.3. Calcul des sollicitations :

$M = q \times h = 0.6 \times 1000 = 600 \text{ N.ml}$.

$N_u = G = 1832.5 \text{ N}$.

$T = FP = 1000 \text{ N}$.

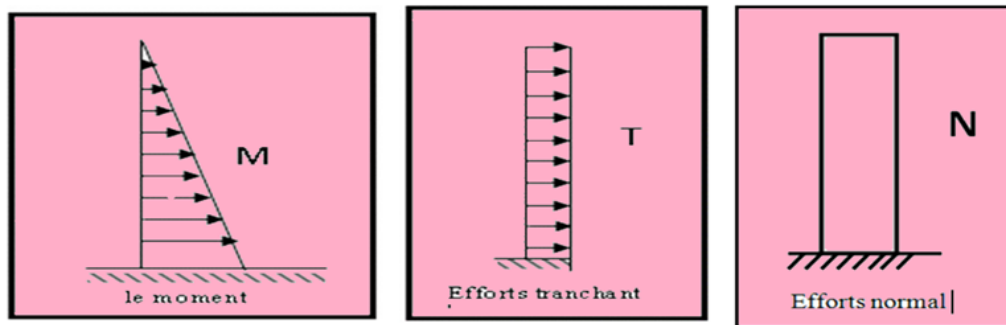


Figure.II.2 : schémas statique de M, N, T.

III.2.4. Combinaison d'action :

E.L.U :

$N_u = 1 \times N_g = 1832.5 \text{ N/ml}$.

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

$M_u = 1.5 M = 1.5 \times 600 = 900 \text{ N.ml}$.

$T_u = 1.5 T = 1.5 \times 1000 = 1500 \text{ N.ml}$.

E.L.S:

$N_{ser} = N_g = 1832.5 \text{ N/ml}$.

$M_{ser} = M = 600 \text{ N.ml}$.

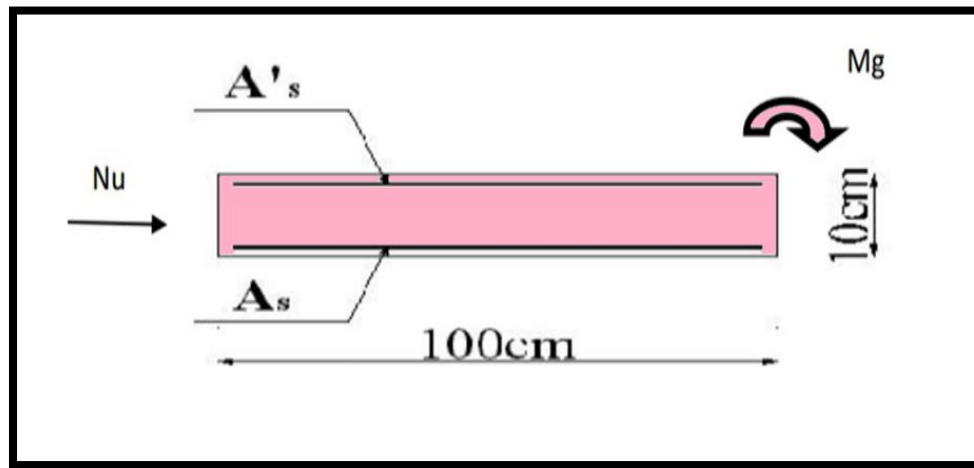


Figure.III.3 : Section de calcul de l'Acrotère

III.2.5.Détermination de ferrailage :

La section de calcul est rectangulaire de largeur $b = 100$ cm et de hauteur $h = 10$ cm. On adopte l'enrobage des armatures exposé aux intempéries.

a) Armatures longitudinales :

➤ E.L.U :

1. Détermination de l'excentricité du centre de pression :

$$e = \frac{M_u}{N_u} = \frac{900}{1832.5} = 0.49 \text{ m}$$

$$\frac{h}{2} = \frac{0.10}{2} = 0.05 \text{ m}$$

On a :

$$e_G = 0.72 \text{ m} > \frac{h}{2} = 0.05 \text{ m}$$

Donc :

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section. Donc la section est partiellement comprimée, et par conséquent elle sera calculée en flexion simple soumise à un moment M_1 égale au moment par rapport aux armatures tendues :

2. Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_u + N_u \left[\frac{h}{2} - c \right] = 900 + 1832.5 \left[\frac{0.10}{2} - 0.03 \right] = 936.65 \text{ N.M}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{936.65}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.013 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}] \longrightarrow \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.013}] = 0.016$$

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

$$A_1^u = \frac{M_1}{\sigma_s \times \beta \times d} \longrightarrow \frac{936.65}{348 \times 0.99 \times 7} = 0.388 \text{ cm}^2$$

3. Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$A_1 = A_1^u - \frac{N}{\sigma_s \times 100} ; A' = A'_1 = 0 \longrightarrow 0.388 - \frac{1832.5}{348 \times 100} = 0.335 \text{ cm}^2$$

M ₁	M	α	β	$A_u(\text{cm}^2)$	$A_1(\text{cm}^2)$
936.65	0.392	0.016	0.99	0.388	0.33

Tableaux.III.1 : Ferrailage de l'Acrotère.

➤ E.L.S:

1).La contrainte de traction d'armature : BAEL91 (A.4.5, 33).

Fissurations Préjudiciables : $\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right)$.

η : Coefficient de fissuration=1.6 pour les barres HA.

$$\bar{\sigma}_s \leq \min \left(\frac{2}{3} 400 ; 110 \sqrt{1.6 \times 2.1} \right)$$

$$\bar{\sigma}_s \leq (266.66; 201.63)$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.63 \text{ MPa}$$

2) Détermination du centre de pression:

$$G_{bc} = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} \longrightarrow \frac{600}{1832.5} = 0.327 \text{ m}$$

3) Détermination de la section des armatures à la flexion simple :

$$M_1 = M_{ser} + N_{ser} \left[\frac{h}{2} - c \right] = 600 + 1832.5 \left[\frac{0.10}{2} - 0.03 \right] = 636.65 \text{ N.m}$$

$$\mu = \frac{M_1}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{636.65}{14.2 \times 100 \times 7^2} = 0.091 < \mu_l = 0.392$$

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

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times \mu}] \longrightarrow \alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.091}] = 0.119$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha \longrightarrow \beta = (1 - 0.4 \times 0.119) = 0.95$$

$$A_1^u = \frac{M_1}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} \longrightarrow \frac{636.65}{201.63 \times 0.95 \times 7} = 0.474 \text{ cm}^2$$

4) Détermination de la section des armatures à la flexion composée :

$$A_1 = A_1^u - \frac{N}{\bar{\sigma}_s \times 100} ; A' = A'_1 = 0 \longrightarrow A_1 = 0.474 - \frac{1832.5}{201.63 \times 100} = 0.383 \text{ cm}^2$$

III.2.6. Vérification :

a) Vérification à l'E.L.U :

Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2.1) :

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45 \times d}{e_0 - 0.185 \times d}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 100 \times 7 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{32 - 0.45 \times 7}{32 - 0.185 \times 7} = 0.79 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} \geq 0.79 \text{ cm}^2$$

- ♦ Pourcentage minimal d'armature longitudinale : BAEL(B.5.3.1) :

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

Donc :

$$A' = (A^{BAEL}; A_{min}; A^u; A^{ser}) \Rightarrow A = \max (2.5 ; 0.79 ; 0.47 ; 0.39)$$

$$A' = 2.5 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } = 5 \text{ } \emptyset 8 = 2.51 \text{ cm}^2$$

III.2.7. Vérification de l'effort tranchant : BAEL (A.5.1, 1) :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \quad b_0 = b$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 \times 70} = 0.0214 \text{ MPA}$$

La fissuration est préjudiciable, alors :

$$\bar{\tau}_u = \min (0.15 \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA}) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min (0.15 \times \frac{2.1}{1.5} = 0.21 ; 4 \text{ MPA})$$

$$\bar{\tau}_u = 0.21 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.0214 \text{ MPa} \leq \tau_{\bar{u}} = 0.21 \text{ MPa}$$

- ♦ Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.2.8. Armatures de répartition : BAEL91 (A.8.2.41) :

$$A_u = (\frac{1}{4}; \frac{1}{2}). A' = (0.625 \div 1.25)$$

$$\text{On adopte ; } A_r = 4 \emptyset 6 = 1.13 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

III.2.9 .Espacement des armatures : BAEL91 (A.8.2, 42) :

$$S_l \leq \text{Min} (3h ; 33) \text{ cm} = \min (30 ; 33) \text{ cm}$$

$$A_l = 5 \emptyset 8 \longrightarrow S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

$$A_r = 4 \emptyset 6 \longrightarrow S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

III.2.10. Présentation du ferrailage :

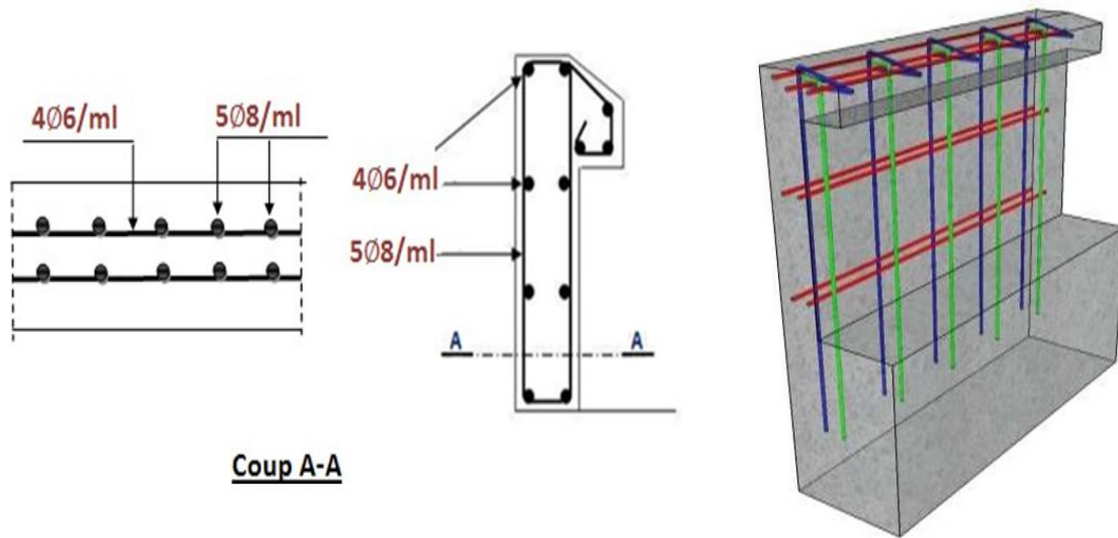


Figure III.4 : Ferrailage de l'acrotère.

III.3.LES BALCON :**III.3.1.Balcon sur un seul appui :****III.3.1.1Méthode de calcul :**

Le calcul se fait sur une bande de 1 m de largeur d'une section rectangulaire travaillant à la flexion simple dû à :

- G : Poids propre de la console.
- Q : Surcharge d'exploitation.
- P : charge concentrée due au poids des murs extérieurs ou de l'acrotère.

On a un seul type de balcons : L=1. 10m

III.3.1.2 Évaluation des charges :

Les niveaux courant :

Les charges de niveaux courant :

➤ **Plancher dalle pleine :**

◆ Charge permanent : d'après DTR BC 2.2 :

Désignations	γ (N/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (N/m ²)
Carrelage	2200	0.02	0.4×10^3
Mortier de pose	2000	0.02	0.4×10^3
Couche de sable	1800	0.03	0.54×10^3
Dalle pleine	2500	0.16	4×10^3
Enduit en plâtre	1000	0.02	0.2×10^3
/	/	/	G=5580

Surcharge d'exploitation : **Q=3500N/ m²**

D'après DTR BC 2.2 ; on a :

On prend la charge de mur extérieure comme une charge concentrée :

➤ **mur extérieure**

Désignations	γ (N/m ³)	Epaisseur (m)	Charges(N/m ²)
Enduit de ciment	20000	0.02	0.4×10^3
Brique creux	9000	0.15	1.3×10^3
Ame d'air	-	0.05	0.00×10^3
Brique creux	9000	0.10	0.9×10^3
Enduit en plâtre	1000	0.02	0.2×10^3
/	/	/	G=2800

La hauteur de mur : $h = 3.06 - 0.16 = 2.90\text{m}$

On prend une bande de 1m /

$$P = G \times h \times 1 \longrightarrow P = 2800 \times 2.90 = 8148 \text{ N}$$

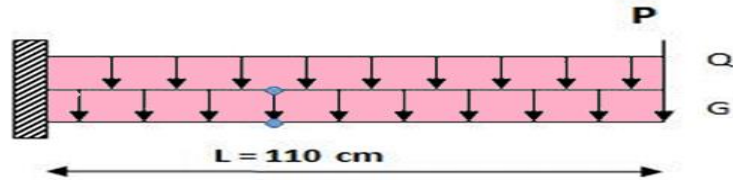


Figure III.4 : Schéma statique d'un plancher de balcon.

III.3.1.3. Calcul des sollicitations :

$$M_u = (1,35 \times G + 1,5 \times Q) \times L^2 / 2 + 1,35 \cdot p \cdot L$$

Alors :

$$M_u = (1,35 \times 5580 + 1,5 \times 3500) \times 1.10^2 / 2 + 1,35 \cdot 8148 \cdot 1.10$$

Donc :

$$M_u = 19833.49 \text{ N}$$

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

Alors :

$$T_u = (1,35 \times 5580 + 1,5 \times 3500) \times 1.10 + 1,35 \times 8148$$

Donc :

$$T_u = 25061.10 \text{ N}$$

$$M_{\text{ser}} = (G + Q) \times L^2 / 2 + p \times L$$

Alors :

$$M_{\text{ser}} = (5580 + 3500) \times 1.10^2 / 2 + 8148 \times 1.10$$

Donc :

$$M_{\text{ser}} = 16660.3$$

III.3.1.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U:

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

Fissuration peu nuisible :

On prend :

$$C = 3 \text{ cm (enrobage)} ; h = 16 \text{ (épaisseur de balcon)} \quad d = h - C = 16 - 3 = 13$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{19833.49}{14.2 \times 100 \times 13^2} = 0.082 < \mu \ell = 0.392$$

La section est simplement armée :

$$\mu = 0.082$$

$$\alpha = 1.25 [1 - \sqrt{1 - 2(0.082)}] = 0.107$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.082) = 0.967$$

$$A_u = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{19833.49}{348 \times 0.967 \times 13} = 4.49 \text{ cm}^2$$

III.4.Vérifications

♦ Vérification à l'E.L. U :

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

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13 \times \frac{2.1}{400} = 1.56 \text{ cm}^2.$$

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

$$A_L \geq 0.001 \times b \times h = 0.001 \times 100 \times 16 = 1.6 \text{ cm}^2$$

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

$$T_u = 25061.10 \text{ N}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} = \frac{25061.10}{1000 \times 130} = 0.192 \text{ MPA}$$

Comme la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPA}\right) = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.192 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

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 feE 400, la vérification de σ_b est inutile, si la condition suivante est remplie :

$$\alpha \leq (\gamma - 1) / 2 + (f_{c28} / 100)$$

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}} = \frac{19833.49}{1660.3} = 1.190$$

$$\alpha = 0.100 \leq (1.190 - 1) / 2 + (25/100) = 0.345 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

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 E.L.S.

Donc :

$$A = \max (A_{cal} ; A_{min} ; A_L) = \max (4.49 ; 1.56 ; 1.6) \text{ cm}^2.$$

$$A = 4.91 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit: } A = 5T12 = 5.65 \text{ cm}^2.$$

III.4.1 Armatures de répartition :

$$A_r = A_{ad}/4 = 5.651/4 = 1,4125 \text{ cm}^2.$$

$$\text{Soit : } A_r = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2.$$

III.4.2 Espacement des armatures :

♦ Armatures longitudinales

$$S_L \leq \min (3.h ; 33 \text{ cm}) = \min (45 ; 33) \text{ cm}.$$

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

Soit :

$$S_L = \frac{100}{5} = 20$$

$$\text{Donc : } S_L = 20 \text{ cm}$$

♦ Armatures de répartition

$$S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (64 \text{ cm} ; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

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

Soit :

$$S_r = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$$

$$\text{Donc : } S_r = 25 \text{ cm}$$

III.4.3. Calcul de la flèche : BAEL 91 (ART : B.6.5.1)

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{16}{100} = 0.16 > 0.0625 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.20}{Fe} \longrightarrow \frac{5.65}{100 \times 13} = 0.004346 < \frac{4.20}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

✓ Alors les deux conditions sont vérifiées, donc le calcul de la flèche ne s'impose pas.

➤ Présentation de ferrailage :

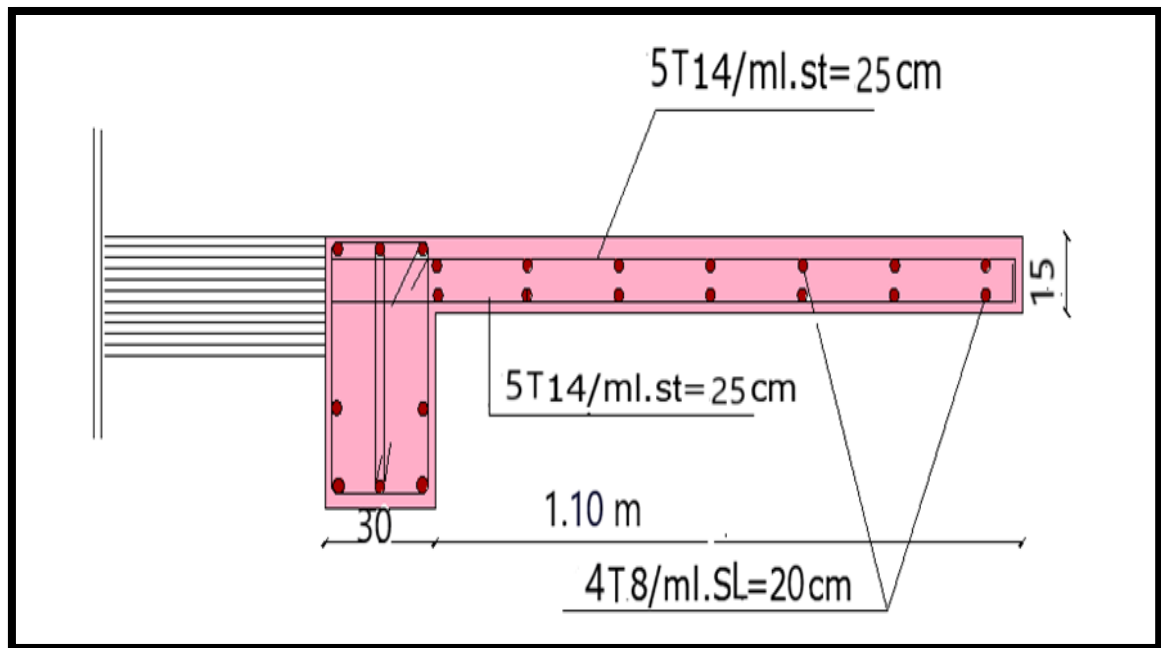


Figure III.5 : Ferrailage des balcons.

III.4. Escaliers :**III.4.1.Introduction:**

L'escalier se calcule comme une poutre à section rectangulaire travaillant à flexion simple. Le calcul des armatures se fait sur une bande de 1m de largeur. Notre bâtiment contient un seul type d'escalier.

III.4.2.Définition des 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

III.4.2.1 Charges et surcharges des escaliers :

Désignations	γ (kN/m ³)	Epaisseur (m)	Charges (kN/m ²)
Carrelage	22	0.02	0.44
Mortier de pose	20	0.02	0.4
Les marches	22	0.17/2	1.87
Paillasse	25	0.2/cos 32.5	4.74
Enduit en plâtre	20	0.02	0.2
/	/	/	7.65

Tableaux récapitulatif :

Elément	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)
Paillasse	7.65	2.5
Palier	5.04	2.5

III.4.2.2 Combinaisons d'action :

$$E.L.U : P_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$E.L.S : P_{ser} = G + Q$$

Elément	Palier (kN/mℓ)	Paillasse (kN/mℓ)
ELU	10.554	14.077
ELS	7.54	10.15

III.4.3 La charge équivalente :

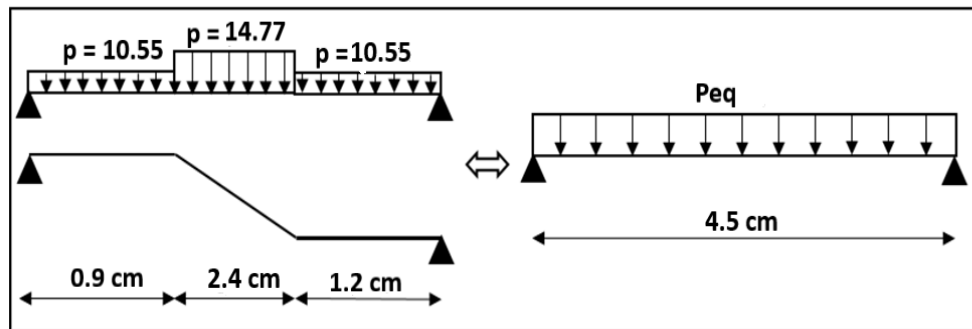


Figure. III.6: schéma des charges équivalentes.

$$P_{eq} = \frac{P_1 \times L_1 + P_2 \times L_2 + P_3 \times L_3}{L_1 + L_2 + L_3}$$

$$\checkmark \text{ L'ELU : } P_{eq} = \frac{10.554 \times 1.2 + 14.077 \times 2.4 + 10.554 \times 0.9}{1.2 + 2.4 + 0.9} = 12.43 \text{ KN/ml.}$$

$$\checkmark \text{ L'ELS : } P_{eq} = \frac{7.54 \times 1.2 + 10.15 \times 2.4 + 7.54 \times 0.9}{1.2 + 2.4 + 0.9} = 8.93 \text{ KN/ml.}$$

❖ L'ELU :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = P_{eq} \times \frac{L^2}{8} = 12.43 \times \frac{4.5^2}{8} = 31.46 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{app} = 0.3 M_0 = 0.3 \times 31.46 = 9.43 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 31.46 = 26.74 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 31.46 \times \frac{4.5}{4} = 35.39 \text{ KN.m}$$

❖ L'ELS :

$$\text{Moment isostatique : } M_0 = P_{eq} \times \frac{L^2}{8} = 8.93 \times \frac{4.5^2}{8} = 22.60 \text{ KN.m}$$

$$\text{Moment en appuis : } M_{app} = 0.3 M_0 = 0.3 \times 22.60 = 6.78 \text{ m}$$

$$\text{Moments en travée : } M_t = 0.85 M_0 = 0.85 \times 22.60 = 19.21 \text{ KN.m}$$

$$\text{L'effort tranchant : } T_u = P_{eq} \times \frac{L}{2} = 22.60 \times \frac{4.5}{4} = 25.42 \text{ KN.m}$$

Elément	P_{eq} (KN)	M_0 (KN.m)	M_a (KN.m)	M_t (KN.m)	T_u (KN)
ELU	12.43	31.46	9.73	26.74	35.39
ELS	8.93	22.60	6.78	19.21	25.42

Tableaux III.2 : Effort interne dans l'escalier

III.4.4. Calcul du ferrailage à l'E.L.U :

a) Armatures Longitudinales

➤ L'ELU:

$$f_e = 400 \text{ MPA} ; \sigma_b = 348 \text{ MPA} ; \sigma_s = 14.2 \text{ MPA} ; \mu_l = 0.392$$

On prend :

L'enrobage: $c = 3$ (enrobage) ; $h = 20 \text{ cm}$ (épaisseur) $b = 100 \text{ cm}$

$$\text{Donc : } d = h - C \longrightarrow d = 20 - 3 = 17 \text{ cm}$$

On a sur appui :

Avec :

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{9730}{14.2 \times 100 \times 17^2} = 0.023 < \mu_l = 0.392 \longrightarrow A = 0$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.023}) = 0.029$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.029) = 0.98$$

$$A^{cal} = \frac{M_u}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{9730}{14.2 \times 0.98 \times 17} = 1.67$$

Elément	Mu (N.m)	μ	α	β	A _{cal} (cm ²)
Sur appui	9730	0.023	0.029	0.98	1.67
EN travée	26740	0.065	0.072	0.97	4.65

❖ ELS:

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 :

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

Elément	A	M _u (N.m)	$\bar{\alpha}$	M _s (N.m)	γ	f _{c28} MPA	Condition
Sur appui	0.023	9370	0.445	6780	1.39	25	C.v
En travée	0.072	26740	0.445	19210	1.39	25	C.v

Tableaux III.3: vérification de contrainte

III.4.5. Vérifications :❖ **Condition de non fragilité : BAEL 91(ART-A.4.2) :**

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times 100 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 2.0527 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4) :**

$$A_{min}^2 \geq 0.001 b \times h$$

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \times 100 \times 17 = 1.7 \text{ cm}^2$$

Donc : $A = \max (A_{cal} ; A_{min})$.

Elément	$A_{cal}(\text{cm}^2)$	$A_{min}^2(\text{cm}^2)$	$A_{min}^1(\text{cm}^2)$	$A_{max}(\text{cm})$	$A_{adopt}(\text{cm})$
Sur appui	1.67	1.7	2.05	2.05	5T8=2.51
En travée	4.65	1.7	2.0527	4.65	4T14=6.165

Tableaux III.4 : ferrailage de l'escalier

❖ **Les armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_t}{4}$$

Elément	$A_t(\text{cm}^2)$	$A_r(\text{cm}^2)$	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Sur appui	2.05	0.5125	3T6=0.85
Sur travée	4.65	1.16	3T8=1.51

III.4.6. Espacement entre les armatures : BAEL91 (art A.8.2, 4.2) :b) **Armatures longitudinales :**

$$S_t \leq \min (3h; 33) = \min (3 \times 20 = 60 ; 33) = 33 \text{ cm}$$

Sur appui :

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

Sur travée :

$$S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad ; \quad \text{soit } S_t = 25 \text{ cm}$$

❖ **Armature de répartition :**

$$S_r \leq \min (4.h ; 45 \text{ cm}) = \min (4 \times 20 = 80 \text{ cm}; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

Sur appui:

$$S_r = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \quad ; \quad \text{soit } S_r = 33 \text{ cm}$$

Sur travée :

$$S_r = \frac{100}{3} = 33 \text{ cm} \quad ; \quad \text{soit } S_r = 33 \text{ cm}$$

III.4.7.Vérification de l'effort tranchant :

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

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{31460}{100 \times 170} = 1.85 \text{ MPA}$$

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

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPA}) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 1.85 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \text{ (condition vérifiée)}$$

III.4.8.Vérification de la flèche: BAEL91 (art B.6.5, 1) :

$$1) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{20}{450} = 0.044 < 0.0625 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$2) \quad \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10 M_0} \longrightarrow M_t = 0.85 M_0 \Rightarrow \frac{20}{450} = 0.044 \leq \frac{0.85}{10} = 0.085 \longrightarrow \text{condition non vérifiée}$$

$$3) \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.65}{100 \times 17} = 0.0027 \leq \frac{4.2}{400} = 0.0105 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

♦ **Comme les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc on doit vérifier la condition :**

$$\Delta_{ft} = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq f_{adm}$$

Avec :

$$f_{adm} = \frac{L}{50}$$

Pour les éléments supports reposant sur 2 appuis et la portée au plus égale à 5 m

➤ **Calcul de la flèche : BAEL91 (Art : B.6.5.2) :**

Position de centre de gravité de la section homogène :

$$y_G = \frac{\sum A_i \times Y_i}{\sum A_i} = \frac{b \cdot h \cdot \frac{h}{2} + \eta \cdot A_s \cdot d}{b \cdot h + \eta \cdot A_s}$$

Avec : η coefficient d'équivalence ($\eta = 15$)

$$y_G = \frac{100 \times 20 \times \frac{20}{2} + 15 \times 4.65 \times 17}{100 \times 20 + 15 \times 4.65} = 10.23 \text{ cm}$$

Alors :

$$y'_G = h - y_G = 20 - 10.23 = 9.77 \text{ cm}$$

$$\delta = d - y_G = 17 - 9.77 = 7.23 \text{ cm}$$

✓ Moment d'inertie de la section homogène :

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

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 100 \times 20 \times \left[\left(\frac{20}{2} \right) - 10.23 \right]^2 + 15 \times 4.65 \times (17 - 10.23)^2$$

$$I_0 = 69969.31 \text{ cm}^4$$

✓ Déformations instantanées :

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

$$\rho = \frac{A}{d \times b_0} = \frac{4.65}{100 \times 17} = 0.0027$$

Pour les déformations instantanées : $b_0 = b$; $f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

Donc :

$$\lambda_i = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0027} = 7.78$$

✓ Déformations de longue durée :

$$\lambda_v = \frac{0.02 \times f_{t28}}{\left(2 + 3 \times \frac{b_0}{b} \right) \times \rho} = \frac{0.02 \times 2.1}{\left(2 + 3 \times \frac{100}{100} \right) \times 0.0027} = 3.11$$

III.4.9. Calcul du moment fléchissant d'ELS :

j_{eq} : Les charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des revêtements.

g_{eq} : C'est l'ensemble des charges permanentes.

P: C'est l'ensemble des charges permanentes et d'exploitations supportées par l'élément considéré

$$g_{eq} = \frac{(G_{pallier} \times L_{pallier}) + (G_{paillasse} \times L_{paillasse}) + (G_{pallier} \times L_{pallier})}{L_{paillasse} + L_{pallier} + L_{pallier}}$$

$$g_{eq} = \frac{(5040 \times 1.2) + (7650 \times 2.4) + (5040 \times 0.9)}{1.2 + 2.4 + 0.9}$$

$$g_{eq} = 6432 \text{ N/ml}$$

$$j_{eq} = \frac{(G_{dalle\ pleine} \times L_{pallier}) + (G_{dalle\ pleine} \times L_{pallier}) + [poide_{paillasse} + poide_{marche}] \times L_{paillasse}}{L_{pallier} + L_{paillasse} + L_{pallier}}$$

$$j_{eq} = \frac{(5580 \times 1.2) + (5580 \times 0.9) + [7650 + 1870] \times 2.4}{2.4 + 1.2 + 0.9} = 7681.33 \text{ N/ml}$$

$$P = g_{eq} + j_{eq}$$

$$P = 7681.33 + 6432 = 14113.32 \text{ N/ml}$$

$$M_g = \frac{g_{eq} \times l^2}{8} = \frac{6432 \times 4.5^2}{8} = 16281 \text{ N.M}$$

$$M_j = \frac{j_{eq} \times l^2}{8} = \frac{7681.33 \times 4.5^2}{8} = 19443.36 \text{ N.M}$$

$$M_p = \frac{P \times l^2}{8} = \frac{14113.33 \times 4.5^2}{8} = 38255.59 \text{ N.M}$$

III.4.10 : Calcul des contraintes des tractions effectives de l'armature:

Pour une section rectangulaire à la flexion simple, on applique la formule (61)

(P. Charon) pour déterminer les contraintes,

On a :

$$\rho_1 = 100 \times \rho = 100 \times 0.0027 = 0.27.$$

D'après le tableau n°7 (Annexe BAEL de P. Charon)

$$\text{On tire la valeur } \beta_1 : \rho_1 = 0.3 \Rightarrow \beta_1 = 0.910$$

$$\sigma_g^s = \frac{M_g}{A \times \beta \times d} = \frac{16281}{4.65 \times 0.910 \times 17} = 226.32 \text{ MPA}$$

$$\sigma_j^s = \frac{M_j}{A \times \beta \times d} = \frac{19443.36}{4.65 \times 0.910 \times 17} = 270.28 \text{ MPA}$$

$$\sigma_p^s = \frac{M_p}{A \times \beta \times d} = \frac{38225.59}{4.65 \times 0.910 \times 17} = 531.38 \text{ MPA}$$

✓ Calcul du coefficient μ :

$$\rho = \frac{A}{b_0 \times d} = \frac{4.65}{100 \times 17} = 0.0027$$

$$\mu_g = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_g^s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times 2.1}{4 \times 0.0027 \times 226.32 + 2.1} \right] = 0.80$$

$$\mu_j = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_j^s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times 0.0027 \times 270.28 + 2.1} \right] = 0.73$$

$$\mu_p = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times \rho \times \sigma_p^s + f_{t28}} \right] = 1 - \left[\frac{1.75 \times f_{t28}}{4 \times 0.0027 \times 531.38 + 2.1} \right] = 0.46$$

Donc :

$$I_{FV}^g = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_v \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 69969.31}{1 + 3.11 \times 0.80} = 22066.00 \text{ cm}^2$$

$$I_{Fi}^g = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_g} = \frac{1.1 \times 69969.31}{1 + 7.78 \times 0.80} = 10654.24 \text{ cm}^2$$

$$I_{FV}^j = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_v \times \mu_j} = \frac{1.1 \times 69969.31}{1 + 3.11 \times 0.73} = 23534.91 \text{ cm}^2$$

$$I_{Fi}^p = \frac{(1.1I_0)}{1 + \lambda_i \times \mu_p} = \frac{1.1 \times 69969.31}{1 + 7.78 \times 0.46} = 11522.92 \text{ cm}^2$$

III.4.11. Calcul de la flèche :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 11000 \sqrt[3]{25} = 32164.2 \text{ MPA (BAEL 91.art A.2.1.21).}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818.87 \text{ MPA (BAEL 91.art A.2.1.22).}$$

$$f_v^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_v \times I_{FV}^g} = \frac{16281 \times 450^2}{10 \times 10818.87 \times 22066.00} = 1.38 \text{ cm.}$$

$$f_i^g = \frac{M_g \times l^2}{10 E_i \times I_{Fi}^g} = \frac{16281 \times 450^2}{10 \times 32164.2 \times 10654.24} = 0.96 \text{ cm.}$$

$$f_v^j = \frac{M_j \times l^2}{10 E_v \times I_{FV}^j} = \frac{19443.36 \times 450^2}{10 \times 10818.87 \times 23534.91} = 1.54 \text{ cm.}$$

$$f_i^p = \frac{M_p \times l^2}{10 E_i \times I_{Fi}^p} = \frac{19443.36 \times 450^2}{10 \times 32164.2 \times 11522.92} = 1.06$$

$$\Delta_t^f = f_v^g - f_v^j + f_i^p - f_i^g = 1.38 - 0.96 + 1.54 - 1.06 = 0.87 \text{ cm.}$$

$$\Delta_t^f = 0.87 < \frac{l}{400} = \frac{450}{400} = 1.125 \text{ cm}$$

Alors : la condition de flèche est vérifiée.

❖ Présentation de ferrailage :

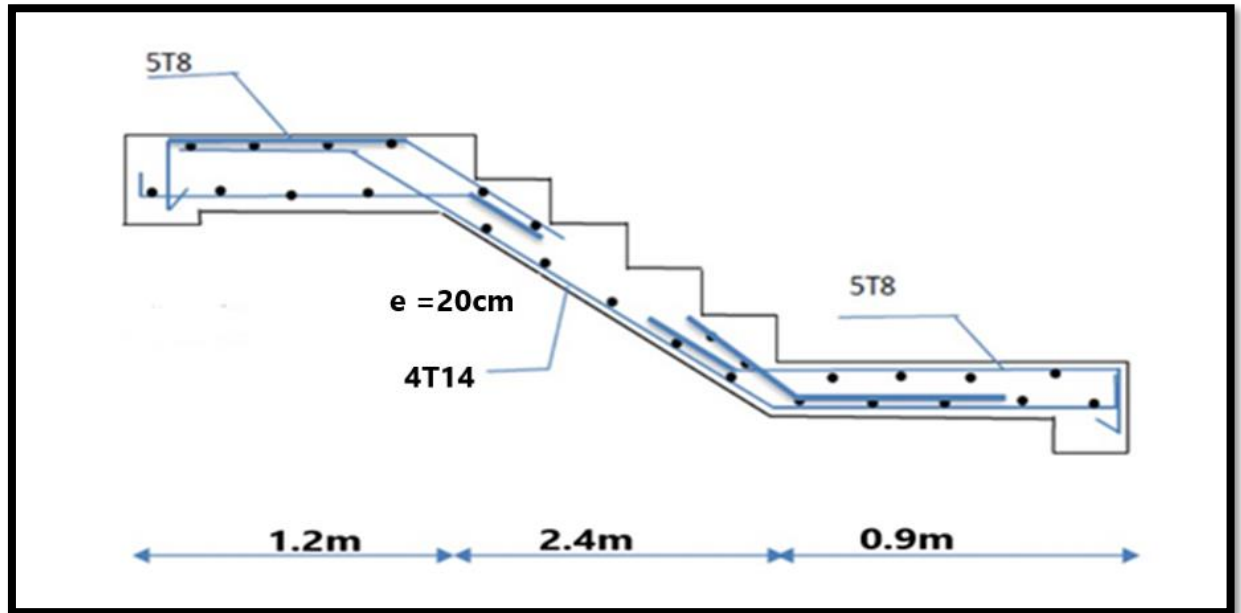


Figure III.6 : Ferrailage des escaliers

III.5. La poutre palière:

III.5.1 Définition :

La poutre palière est un élément qui est soumis à la torsion droite peuvent être réduite à un couple situé sur la section lorsque les forces agissent sur elle y compris la réaction d'appuis est située à gauche d'une section :

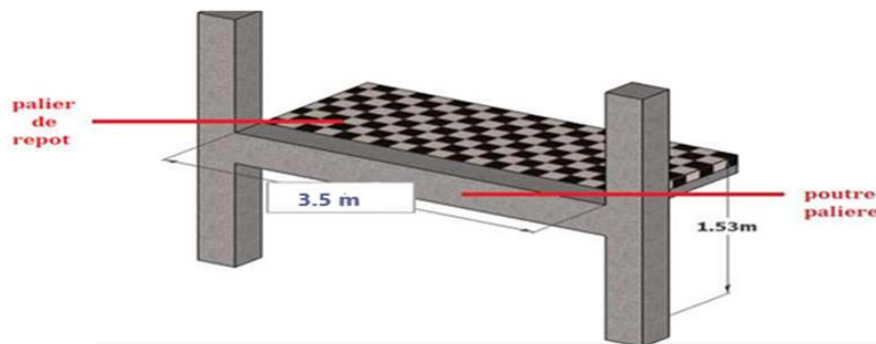


Figure.III.7: Vue 3D pour la poutre palière

III.5.2. Pré-dimensionnement :

La poutre palière est dimensionnée d'après les formules empiriques données par le BAEL et vérifié en considérant le **RAP version 2024**.

➤ Selon le BAEL 91 A partir de la condition de la flèche :

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

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \longrightarrow \frac{350}{15} \leq h \leq \frac{350}{10}$$

$$23.33 \leq h \leq 35$$

On prend : $h = 35$ cm

La largeur b de la poutre palière doit être :

$$0.4h \leq b \leq 0.8h$$

$$16 \leq b \leq 28 \text{ cm,}$$

On prend : $b = 25$ cm.

➤ Selon le RPAV.2024art (7.5.1) :

- $b \geq 20$ cm : en zones I, II et III
- $b = 25$ cm \longrightarrow condition vérifiée.
- $h \geq 30$ cm : $h = 35$ \longrightarrow condition vérifiée.
- $\frac{h}{b} \leq 4$: $\frac{35}{25} = 1.4 \leq 4$ \longrightarrow condition vérifiée.

On choisit la section de la poutre palier est (35 ; 25) cm.

Poids propre de la poutre : $g = 0.25 \times 0.35 \times 25 = 2.18 \text{ KN}$.



Figure.III.8: Schéma statique de la poutre palier.

III.5.3. Evaluation des charges :

On prend une largeur d'escalier qui est: $b = 1\text{m}$

Poids du palier : $G = 5.04 \text{ KN/ml}$

Poids de la paillasse : $G = 7.65 \text{ KN/ml}$

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

$$P = P_{eq} \times \frac{L}{2} \longrightarrow P = \frac{7.65 \times 2.4 + 5.04 \times 1.2}{1.2 + 2.4} \times \frac{3.6}{2} = 12.20 \text{ KN / ml}$$

❖ **La surcharge :**

$$q = Q \times \frac{L}{2} \longrightarrow q = 2.5 \times \frac{3.6}{2} = 4.5 \text{ KN / ml}$$

❖ **Poids du mur :**

$$P_m = G_m \times \frac{h}{2} - h_{psec} \longrightarrow P_m = (2.8 \times \frac{3.06}{2} - 0.3) = 3.98 \text{ KN / ml}$$

III.5.4. Calcul de la poutre en flexion :

III.5.5. Combinaison d'action :

❖ **ELU :**

$$P_u = 1.35 (g + p + P_m) + 1.5 q$$

$$P_u = 1.35 (2.18 + 12.20 + 3.98) + 1.5(4.5) = 31.53 \text{ KN/ml}$$

❖ **ELS :**

$$P_{ser} = g + p + P_m + q$$

$$P_{ser} = 2.18 + 12.20 + 3.98 + 4.5 = 22.86 \text{ KN/ml}$$

III.5.6. Les sollicitations :

❖ ELU :

$$M_a = P_u \times \frac{L^2}{12} = 31530 \times \frac{3.5^2}{12} = 32186.87$$

$$M_t = P_u \times \frac{L^2}{24} = 31530 \times \frac{3.5^2}{24} = 16093.43$$

$$T_u = P_u \times \frac{L}{2} = 31530 \times \frac{3.5}{2} = 55177.5$$

❖ ELS :

$$M_a = P_s \times \frac{L^2}{12} = 22860 \times \frac{3.5^2}{12} = 23336.25$$

$$M_t = P_s \times \frac{L^2}{24} = 22860 \times \frac{3.5^2}{24} = 11668.12$$

$$T_u = P_s \times \frac{L}{2} = 22860 \times \frac{3.5}{2} = 40005$$

Elément	Peq (N/m)	Ma (N.m)	Mt (N.ml)	Tu (Nm)
ELU	31530	32186.87	16093.43	55177.5
ELS	22860	23336.25	11668.12	40005

Tableau III.5 : Effort interne dans poutre palière.

III.5.7 : Calcul du ferrailage :

a) Armatures Longitudinales :

❖ L'ELU :

$$f_e = 400 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA} ; \sigma_b = 14.2 \text{ MPA} ; \mu_l = 0.392$$

$$c = 3 \text{ cm} \quad h = 35 \text{ cm} ; b = 25 \text{ cm} \quad d = h - c ; \quad d = 35 - 3 = 32 \text{ cm}$$

• Sur appui :

$$\mu = \frac{M_a}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{32186.87}{14.2 \times 25 \times 32^2} = 0.08 < \mu_l = 0.392$$

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = 0.104$$

$$\beta = (1 - 0.4 \times 0.104) = 0.95$$

$$A = \frac{M_a}{\sigma_s \times \beta \times d} = \frac{32186.87}{348 \times 0.95 \times 32} = 3.61 \text{ cm}^2$$

A=0 (La section est simplement armée)

Tableau récapitulatif :

Elément	Mu (N.m)	μ	α	β	Acal (cm ²)
Sur appuis	32186.87	0.08	0.104	0.95	3.61
Sur travée	16093.43	0.044	0.056	0.97	1.48

III.5.8 : Vérification :

a) Vérification à l'E.L.U :

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

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{min}^1 \geq 0.23 \times 25 \times 32 \times \frac{2.1}{400} = 0.96 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal : BAEL 91 (art B.6.4) :**

$$A_{min}^2 \geq 0.001 b \times h$$

$$A_{min}^2 \geq 0.001 \times 25 \times 35 = 0.87 \text{ cm}^2$$

✓ **Pourcentage minimal : RPA (art 7.5.1.2) :**

$$A_{min}^{RPA} = 0.5\% \times b \times h = 0.5\% \times 25 \times 35 = 4.37 \text{ cm}^2$$

Elément	A_s (cm ²)	A_{min}^1 (cm ²)	A_{min}^2 (cm ²)	A_{min}^{RPA} (cm ²)
En travée	1.48	0.96	0.87	4.37
En appui	3.61			

Tableau III.6 : le ferrailage de poutre palière

On a :

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

Donc

$$A = A_{min}^{RPA} = 4.37 \text{ cm}^2$$

b) Vérification à l'E.L.S :

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

$$\alpha \leq \alpha' = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \text{ Avec } \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Elément	A	$M_u(\text{N.m})$	A	$M_s(\text{N.m})$	γ	$f_{c28} \text{ MPA}$	Condition
Sur appui	0.104	32186.87	0.44	23336.25	1.38	25	C.v
En travée	0.056	16093.43	0.44	11668.32	1.38	25	C.v

Tableau III.7 : Vérification des contraintes

III.5.8. Contrainte de cisaillement : BAEL 91 (ART : A.5.1) :

❖ L'ELU :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} = \frac{55177.5}{250 \times 320} = 0.689 \text{ MPA}$$

Les armateurs d'amé sont droits et la fissuration est peu nuisible :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0.2 f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPA} \right)$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 5 \text{ MPA}) \longrightarrow \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0.689 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifier.}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires. Il faut disposer des cadres de diamètre minimal :

$$\Phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35} ; \Phi ; \frac{b}{10} \right\}$$

Φ_l : Diamètre minimal des armateurs longitudinaux ;

Alors :

$$\Phi_t \leq \min \{ 1 \text{ cm} ; 1.2 \text{ cm} ; 2.5 \text{ cm} \}$$

donc : $\Phi_t = 1 \text{ cm}$

III.5.9. Armatures transversales : D'après le RPA (art.7.5.2.2) :

❖ Dans la zone critique : $St \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 24\Phi_l ; 17.5 \text{ cm} ; 6\Phi_t \right)$

Avec :

Φ_t = diamètre des armatures de confinementne doit pas être inférieur à 6 mm

Φ_l = diamètre minimal des barres longitudinales

Donc :

$$St \leq \min (8.75 ; 14.4 ; 17.5 \text{ cm} ; 30)$$

Soit : $St = 8.75 \text{ cm}$

❖ En dehors la zone critique : $S' \leq \frac{h}{2} = \frac{35}{2} = 17.5 \text{ cm}$

Soit : $S' = 17.5 \text{ cm}$

$$St = 0.003 \times b \times S' \quad St = 1.31 \text{ cm}^2$$

➤ La quantité des armatures transversales :

Selon le BAEL91: (Art A.5.1, 22) :

$$A_t \geq \frac{b_0 \times S' \times \tau_u - 0.3 f_{t28}}{0.8 f_e} \longrightarrow \frac{25 \times 17.5 \times 0.689 - 0.3 \times 2.1}{0.8 \times 400}$$

$$A_t \geq 0.94 \text{ cm}^2$$

Selon le BAEL91: (Art A.5.1, 22) :

$$A_t \geq 0.4 b_0 \times \frac{S'}{400} \longrightarrow 0.4 \times 25 \times \frac{17.5}{400} = 0.43 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A_t = \max (A_{t \text{ BAEL}} ; A_{t \text{ RPA}}) \longrightarrow A_t = A_{t \text{ RPA}} = 1.31 \text{ cm}^2$$

On adopte 4HA8 (2.01cm²)

III.4.6 : Calcul de la poutre palière à la torsion :

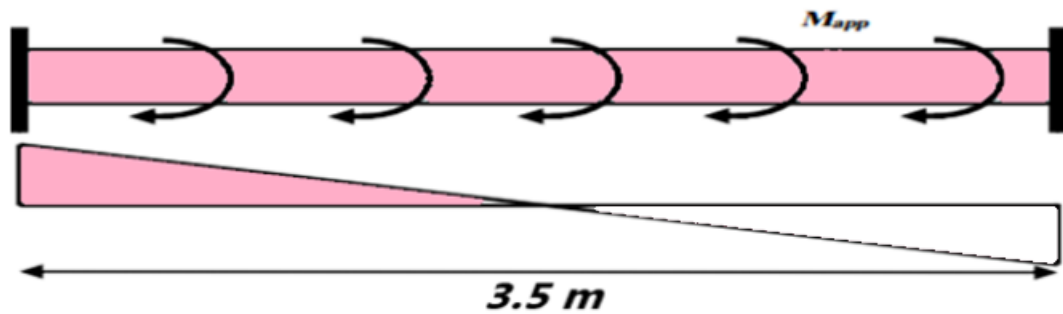


Figure.III.9: Schéma de la poutre palière a la torsion

On remplace la section réelle par une section creuse équivalent dont l'épaisseur de paroi b_t Égale au (1/16) du diamètre du plus grand cercle qu'il est possible d'inscrire dans le contour extérieur de la section

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

$$M_{tors} = M_{app} (\text{escaliers}) = 6270 \text{ N. ml}$$

La contrainte tangente de torsion est donnée par la formule de RAUSCH BAEL91

(Art .A.5.4):

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

e : épaisseur de la paroi au point considérée.

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

$$\Omega = (h - e) + (b - e)$$

$$b_t = b_0 = e = \frac{b}{6} = \frac{25}{6} = 4.16 \text{ cm}$$

Donc :

$$\Omega = (35 - 4.16) + (25 - 4.16)$$

$$\Omega = 642.70 \text{ cm}^2$$

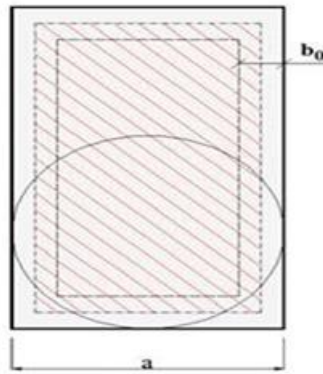


Figure.III.10: aire de la torsion

$$\tau_u = \frac{6270}{2 \times 642.70 \times 4.16} = 1.17 \text{ MPA}$$

$$\tau_t^2 + \tau_v^2 \leq \tau_{ultim}^2 \longrightarrow \text{(Section pleine (BAEL 91 ver 99 ; Art 5.4.3))}$$

$$1.17^2 + 0.689^2 = 1.84 \text{ MPA} \leq (3.33^2) = 11.08 \text{ MPA} \dots\dots \text{Condition vérifiée.}$$

III.4.6.1 : Les armatures longitudinales (BAEL 91 ver 99; Art 5.4.4) :

$$\sum A_l = \frac{U \times M_{tor}}{2 \times \Omega \times \sigma_s}$$

Avec :

U : Le périmètre du contour d'aire

Ω : la section efficace.

$\sum A_l$: La des sommes des sections aciers longitudinaux.

On a :

$$U = 2 \times [(b-e) + (h-e)] \longrightarrow U = 2 \times [(25-4.16) + (35-4.16)] = 103.36 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$\sum A_l = \frac{103.36 \times 6270}{2 \times 642.70 \times 348} = 1.44 \text{ cm}^2$$

III.4.6.2. Les armatures transversales (BAEL 91 ver ; Art 5.4.4)

$$A_t = \frac{T_u \times s'}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \text{ avec : } T_u = 6270$$

Donc :

$$A_t = \frac{6270 \times 17.5}{2 \times 642.70 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2$$

Les armatures transversales (BAEL 91 ver ; Art 5.4.4)

$$A_t = \frac{T_u \times s'}{2 \times \Omega \times \sigma_s} \text{ avec : } T_u = 6270$$

Donc :

$$A_t = \frac{6270 \times 17.5}{2 \times 642.70 \times 348} = 0.24 \text{ cm}^2$$

❖ **Section minimale des armatures : BAEL 91:**

1. $\frac{\Sigma A_l \times f_e}{b_0 \times U} > 0.4 \text{ MPA} \longrightarrow \frac{1.44 \times 400}{4.16 \times 103.36} = 1.33 > 0.4 \text{ MPA}$ condition vérifié
2. $\frac{\Sigma A_t \times f_e}{b_0 \times s'} > 0.4 \text{ MPA} \longrightarrow \frac{0.22 \times 400}{4.16 \times 17.5} = 1.20 > 0.4 \text{ MPA}$ condition vérifié

III.4.6.3 Les armatures totales :

a) Armatures longitudinales :

$$A_l^{tot} = A_l^{fl} + A_l^{tor}$$

➤ **Nappe supérieure :**

$$A_l^{tot} = A_l^{fl} + \frac{A_l^{tor}}{2} = 4.37 + \frac{1.44}{2} = 5.10 \text{ cm}^2$$

$$\text{soit } A_l^{tot} = 4\text{HA}14 = 6.16 \text{ cm}^2$$

➤ **Nappe inférieure :**

$$A_l^{tot} = \frac{A_l^{tor}}{2} = 1.48 + \frac{1.44}{2} = 2.2 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_l^{tot} = 2\text{HA}12 + 1\text{HA}14 = 3.8 \text{ cm}^2$$

b) Armatures transversales :

$$A_t^{tot} = A_t^{fl} + A_t^{tor} = 0.24 + 1.44 = 1.68 \text{ cm}^2$$

Donc :

$$A^{tot} = 4\text{HA}8 = 2.01 \text{ cm}^2$$

c) Etat limite de déformation :

$$1. \quad \frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{35}{350} = 0.1 \geq \frac{1}{16} = 0.06 \quad \text{CNV}$$

$$2. \quad \frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \longrightarrow \frac{35}{350} = 0.1 \geq \frac{17.765}{10 \times 20.901} = 0.084 \quad \text{CNV}$$

$$3. \quad \frac{A}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \longrightarrow \frac{4.37}{25 \times 32} = 0.0054 \leq \frac{4.2}{400} = 0.010 \quad \text{CV}$$

♦ La condition (1) et (2) ne sont pas vérifiées donc on calcule la flèche :

✓ **Calcul de la flèche : BAEL 91(ART : B.6.5.3) :**

Pour une poutre encastree dans ses extremités, la flèche est :

$$f = \frac{P \times L^4}{E \times I \times \sigma_s}$$

Avec :

$$\sigma_s = 348$$

I=l'inertie de la poutre

$$E = \text{modul de YOUNG } E = 3.2 \times 10^5 \text{ daN/cm}^2$$

L:longueur de la poutre L= 3.5m

$$P = P_u = 1,35 (g + p + p_m) + 1,5 q = 31530$$

Donc :

$$I = \frac{b \times h^3}{12} \longrightarrow \frac{25 \times 35^3}{12} = 89322.91 \text{ cm}^2$$

$$f = \frac{31530 \times 3.5^4}{3.2 \times 10^5 \times 89.32 \times 348} = 0.00047 \text{ m} = 0.04 \text{ cm}$$

On a :

$$f = 0.04 \text{ cm} < f_{adm} = \frac{L}{500} \longrightarrow \frac{350}{500} = 0.7 \quad \text{cv}$$

III.4.7 : Dessin de ferrailage de la poutre palière :

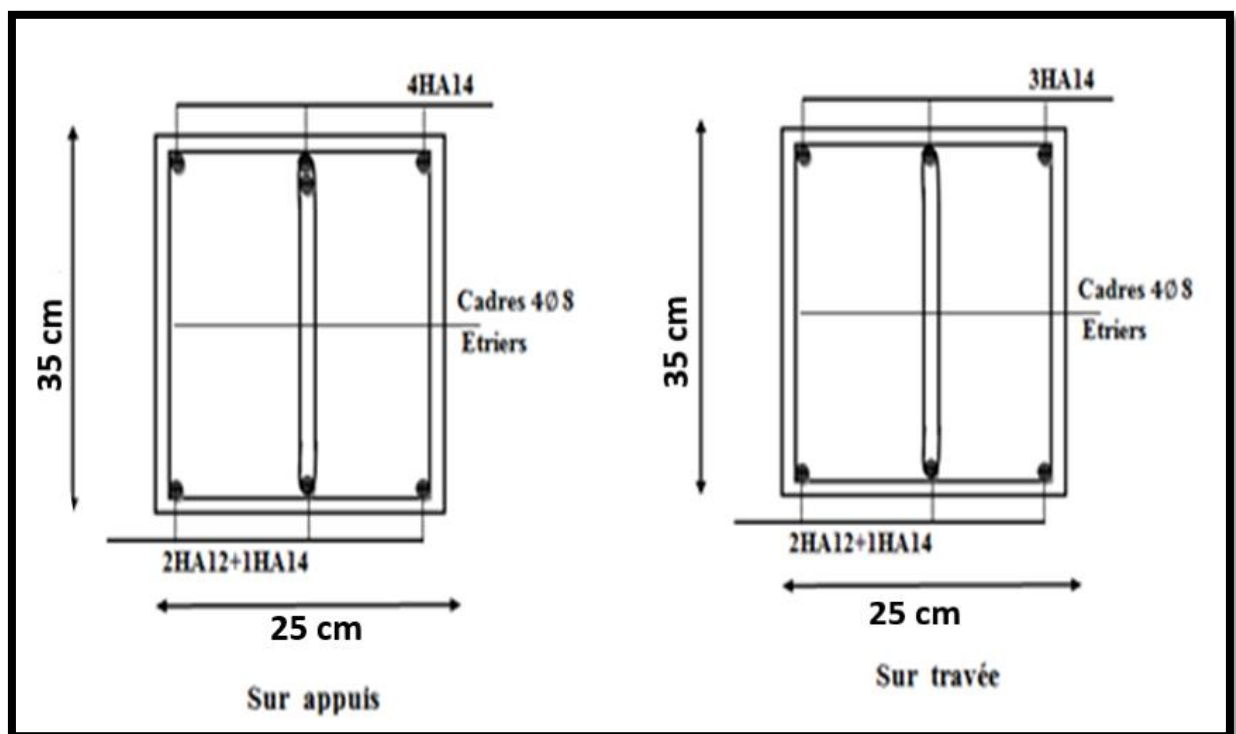
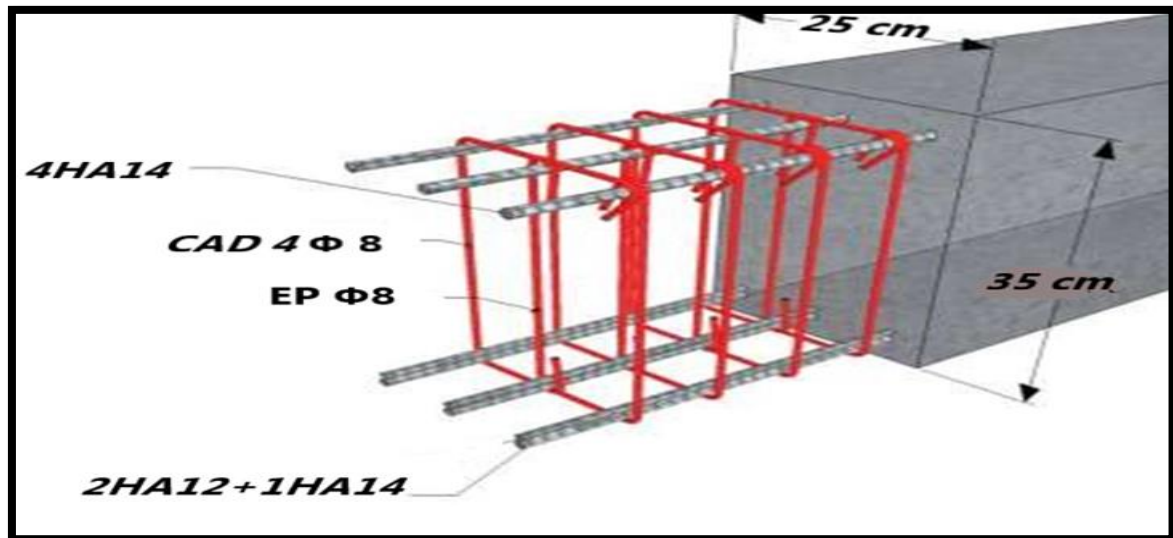


Figure.III.11: ferrailage de la poutre palière

CHAPITRE IV :

Etude des planchers

IV.1.Introduction :

Les planchers ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent aussi les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

IV.2.Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes peuvent être utilisées dans le calcul des éléments secondaires d'un bâtiment ; parmi elles on peut citer la méthode forfaitaire, la méthode exacte et de Caquot.

Le bon choix de la méthode de calcul permet d'aboutir aux résultats opportuns, c'est-à-dire la détermination de la section nécessaire d'armature pour chaque élément secondaire

a. Plancher à corps creux :

Il est constitué de:

- Hourdis posés sur les poutrelles.
- Poutrelles qui transmettent aux poutres principales les efforts en provenance de l'hourdis.
- Poutres principales qui supportent les poutrelles.

IV.3.Calcul des poutrelles :**a. Par la méthode forfaitaire :**

Elle est utilisée pour la détermination des efforts (M) et (T), si :

- La fissuration n'est pas préjudiciable.
- Les charges d'exploitation sont modérées $Q \leq 2G$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans les différentes travées
- Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) : $0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$

b. Par la méthode de Caquot :

Elle est utilisée pour la détermination des efforts (M) et (T), si :

- $Q > 2G$ et $Q > 500 \text{ Kg/m}^2$
- Les charges permanentes et d'exploitations sont élevées.
- Les moments d'inertie de la section des poutres ne sont pas constants

Les planches de notre ouvrage sont à corps creux, Ce type de plancher est constitué par des éléments porteurs (poutrelles), des éléments de remplissage (corps creux) de dimensions $(16 \times 20 \times 65) \text{ cm}^2$ et une dalle de compression de 4 cm d'épaisseur. Ce type utilisé dans les locaux d'habitation et de service, ils ont une bonne isolation thermique et

phonique. La poutrelle sera calculée comme une poutre continue sur plusieurs appuis soumise aux charges suivantes :

IV.3.1. Les type des poutrelles :

Dans le cas de notre projet on a trois types de poutrelles dans les planchers d'étages courant et terrasse inaccessible :

- ♦ Poutre repose sur 3 appuis.
- ♦ Poutre repose sur 4 appuis.
- ♦ Poutre repose sur 7 appuis.

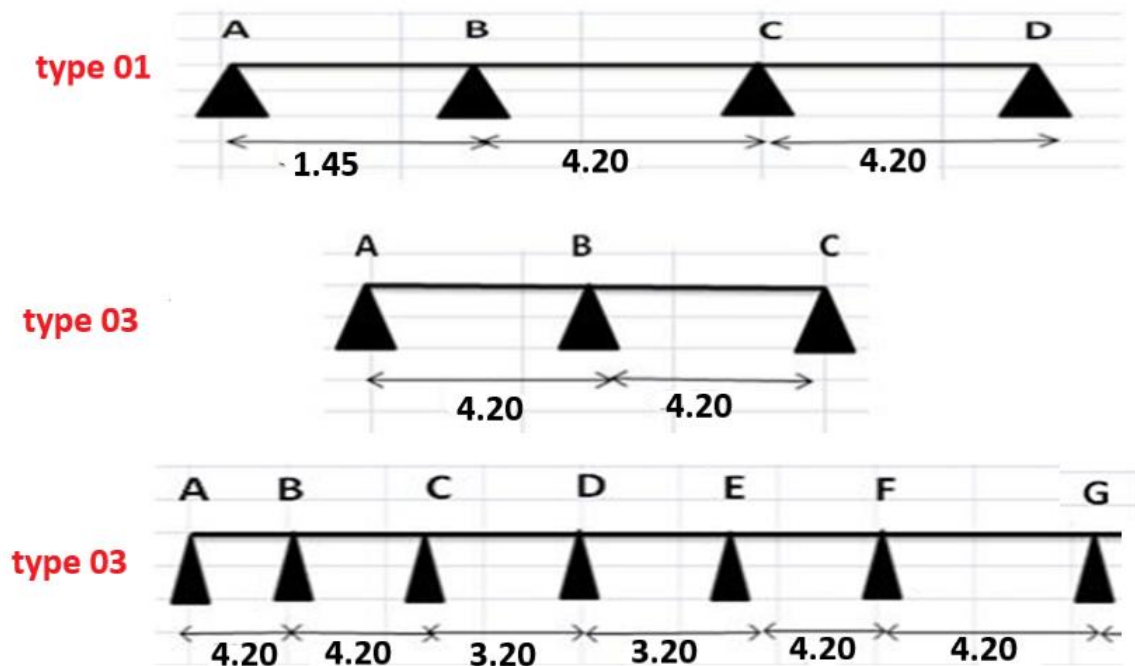


Figure. IV.1 : Les différents types des poutrelles.

On applique la **méthode forfaitaire** pour le calcul des planchers à surcharge modérée.

Condition d'application :

❖ Plancher étage courant :

1)

➤ $Q_{\text{étage}} \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN/m}^2) ;$

$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} (10.76 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$

Donc :

$1.5 \text{ KN/m}^2 \leq 10.76 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow$ condition vérifiée.

➤ $Q_{\text{terrasse}} \leq \text{Max} (2G, 5 \text{ KN/m}^2)$

$$1 \text{ KN/m}^2 \leq \text{Max} (12.66 \text{ KN/m}^2, 5 \text{ KN/m}^2)$$

$$1 \text{ KN/m}^2 \leq 12.66 \text{ KN/m}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- 2) Les moments d'inertie des sections transversales sont les même dans les différentes travées \longrightarrow condition vérifiée
- 3) La fissuration n'est pas préjudiciable \longrightarrow condition vérifiée
- 4) Les portées successives sont comprises entre (0.8 et 1.25) : **0.8** \leq

$$L_i/L_{i+1} \leq 1.25$$

$$L_i / L_{i+1} = 4.20/4.20 = 1 \in [0.8; 1.25] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$L_i / L_{i+1} = 4.20/1.45 = 2.89 \notin [0.8; 1.25] \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$L_i / L_{i+1} = 1.45/3.20 = 0.45 \in [0.8; 1.25] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

$$L_i / L_{i+1} = 3.20/1.45 = 2.20 \notin [0.8; 1.25] \longrightarrow \text{Condition non vérifiée.}$$

$$L_i / L_{i+1} = 1.45/4.20 = 0.34 \in [0.8; 1.25] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

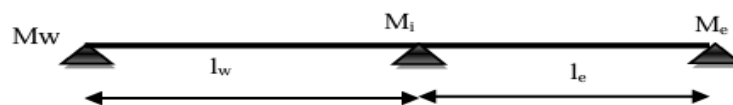
$$L_i / L_{i+1} = 4.20/4.20 = 1 \in [0.8; 1.25] \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

- ♦ La quatrième condition n'est pas vérifiée donc on applique la méthode de CAQUOT pour les étages courants et terrasses

VI.3.2. La méthode de Caquot :

$L' = L$ (pour les travées de rives)

$L' = 0.8 L$ (pour les travées de intermédiaire)



1- Moments aux appuis :

$$G' = \frac{2}{3} G$$

$$M_{app} = \frac{P_w \cdot l_e'^3 + P_e \cdot l_w'^3}{8.5 (l_e' + l_w')}$$

2- Moments en travée :

$$M_{tm} = \frac{P X_{tm}^2}{2} + M_w$$

$$X_{tm} = \frac{l}{2} - \frac{M_w - M_e}{PL}$$

$$X_1 = X_{tm} - \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}}$$

$$X_2 = X_{tm} + \sqrt{\frac{2M_{tm}}{P}}$$

3- Calcul de l'effort tranchant T :

$$T_W = T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_e = -T_0 + \frac{M_W - M_e}{L}$$

$$T_e = \frac{q \cdot l}{2}$$

VI.3.3.Évaluation des charges :

Les charges sur les poutrelles sont évaluées comme suit :

❖ Cas de terrasse inaccessible :

✓ Moments aux appuis :

$$G' = \frac{2}{3} \times 6.33 = 4.22 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{ELU: } (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 4.22 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = \mathbf{4.678 \text{ KN / ml}}$$

$$\text{ELS: } (G' + Q) \times 0,65 = (4.22 + 1) \times 0,65 = \mathbf{3.393 \text{ KN / ml}}$$

✓ Moments en travée :

$$\text{ELU: } (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 6.33 + 1,5 \times 1) \times 0,65 = \mathbf{7.146 \text{ KN / ml}}$$

$$\text{ELS: } (G + Q) \times 0,65 = (6.33 + 1) \times 0,65 = \mathbf{4.764 \text{ KN / ml}}$$

❖ Cas d'étage courant :

✓ Moments aux appuis :

$$G' = \frac{2}{3} \times 5.38 = 3.586 \text{ KN / m}^2$$

$$\text{ELU: } (1,35G' + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 3.586 + 1,5 \times 1.5) \times 0,65 = 4.609 \text{ KN / ml}$$

$$\text{ELS: } (G + Q) \times 0,6 = (3.586 + 1.5) \times 0,65 = 3.306 \text{ KN / ml}$$

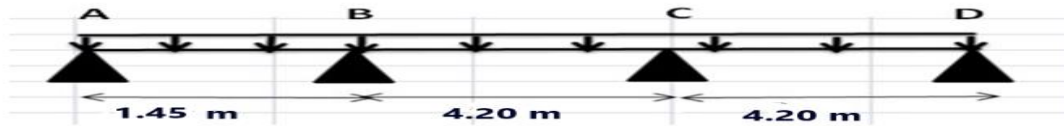
✓ Moments en travée :

$$\text{ELU: } (1,35G + 1,5Q) \times 0,65 = (1,35 \times 5.38 + 1,5 \times 1.5) \times 0,65 = 6.183 \text{ KN / ml}$$

$$\text{ELS: } (G + Q) \times 0,6 = (5.38 + 1.5) \times 0,65 = 4.472 \text{ KN / ml}$$

VI.3.Calcul des sollicitations :

♦ Terrasse (ELU) :

Type 1 : Poutre repose sur 4 appuis :**Moments aux appuis :**

$$M_A = M_D = 0$$

$$M_B = -\frac{1.45^3 \times 4.678 + 3.36^3 \times 4.678}{8.5(1.45 + (0.8 \times 4.20))} = -4.68 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -\frac{4.20^3 \times 4.678 + 3.36^3 \times 4.678}{8.5(4.20 + 3.36)} = -8.15 \text{ KN.m}$$

Moments en travée :**Travée AB :**

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{7.146 \times 1.45^2}{8} = 1.87 \text{ KN.m}$$

$$X_{tm} = \frac{1.45}{2} - \frac{0 - (-4.68)}{7.146 \times 1.45} = 0.27$$

$$M_{tm} = \frac{7.146 \times (0.27)^2}{2} + 0 = 0.26 \text{ KN.m}$$

$$X_1 = 0.26 - \sqrt{\frac{2 \times 0.26}{7.146}} = -0.01$$

$$X_2 = 0.26 + \sqrt{\frac{2 \times (0.26)}{7.146}} = 0.53$$

Travée BC :

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{7.146 \times 4.20^2}{8} = 15.75 \text{ KN.m}$$

$$X_{tm} = \frac{4.20}{2} - \frac{-4.86 - (-8.15)}{7.146 \times 4.20} = 1.99 \text{ m}$$

$$M_{tm} = \frac{7.146 \times 1.99^2}{2} - 4.68 = 9.46 \text{ KN.m}$$

$$X_1 = 1.99 - \sqrt{\frac{2 \times (9.46)}{7.146}} = 0.36 \text{ m}$$

$$X_2 = 1.99 + \sqrt{\frac{2 \times (9.46)}{7.146}} = 3.61 \text{ m}$$

Travée CD :

$$M_0 = \frac{P \times L^2}{8} = \frac{7.146 \times 4.20^2}{8} = 15.75 \text{ KN.m}$$

$$X_{tm} = \frac{4.20}{2} - \frac{-8.15-0}{7.146 \times 4.20} = 2.37 \text{ m}$$

$$M_{tm} = \frac{7.146 \times 2.37^2}{2} - 8.15 = 11.91 \text{ KN.m}$$

$$X_1 = 2.37 - \sqrt{\frac{2(11.91)}{7.146}} = 0.54 \text{ m}$$

$$X_2 = 2.37 + \sqrt{\frac{2(11.91)}{7.146}} = 4.19 \text{ m}$$

Effort tranchant :**Travée AB :**

$$T_0 = \frac{7.146 \times 1.45}{2} = 5.18 \text{ KN}$$

$$T_W = 5.18 + \frac{0 - 4.68}{1.45} = 1.95$$

$$T_e = -5.18 + \frac{0 - 4.68}{1.45} = -8.40 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$T_0 = \frac{7.146 \times 4.20}{2} = 15.00$$

$$T_W = 15 + \frac{4.68 - 8.15}{4.20} = 14.17 \text{ KN}$$

$$T_e = -15 + \frac{4.68 - 8.15}{4.20} = -15.82 \text{ KN}$$

Travée CD :

$$T_0 = \frac{7.146 \times 4.20}{2} = 15.00 \text{ KN}$$

$$T_W = 15 + \frac{8.15 - 0}{4.20} = 16.94 \text{ KN}$$

$$T_e = -15 + \frac{8.15 - 0}{4.20} = -13.05 \text{ KN}$$

Type 1 : Poutre repose sur 4 appuis

Elément		travée	L (m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
Plancher terrasse	ELU	A-B	1.45	7.146	1.87	0	-4.68	0.26	1.95	-8.40
		B-C	4.20	7.146	15.75	-4.68	-8.15	9.46	14.17	-15.82
		C-D	4.20	7.146	15.75	-8.15	0	11.91	16.94	-13.05
	ELS	A-B	1.45	4.764	1.25	0	-3.40	0.12	1.10	-5.79
		B-C	4.20	4.764	10.50	-3.40	-5.91	5.84	9.40	-10.59
		C-D	4.20	4.764	10.50	-5.91	0	7.69	11.40	-8.59
Plancher Courant	ELU	A-B	1.45	6.183	1.62	0	-4.62	0.20	1.29	-7.66
		B-C	4.20	6.183	13.63	-4.62	-8.03	7.25	12.16	-13.79
		C-D	4.20	6.183	13.63	-8.03	0	9.77	14.89	-11.06
	ELS	A-B	1.20	4.472	1.17	0	-3.31	0.09	0.95	-5.52à
		B-C	4.20	4.472	9.86	-3.31	-5.76	5.27	8.80	-9.97
		C-D	4.20	4.472	9.86	-5.76	0	7.11	10.76	-8.01

Tableaux.IV.1 : Moments et efforts tranchants plancher terrasse et étage courant.

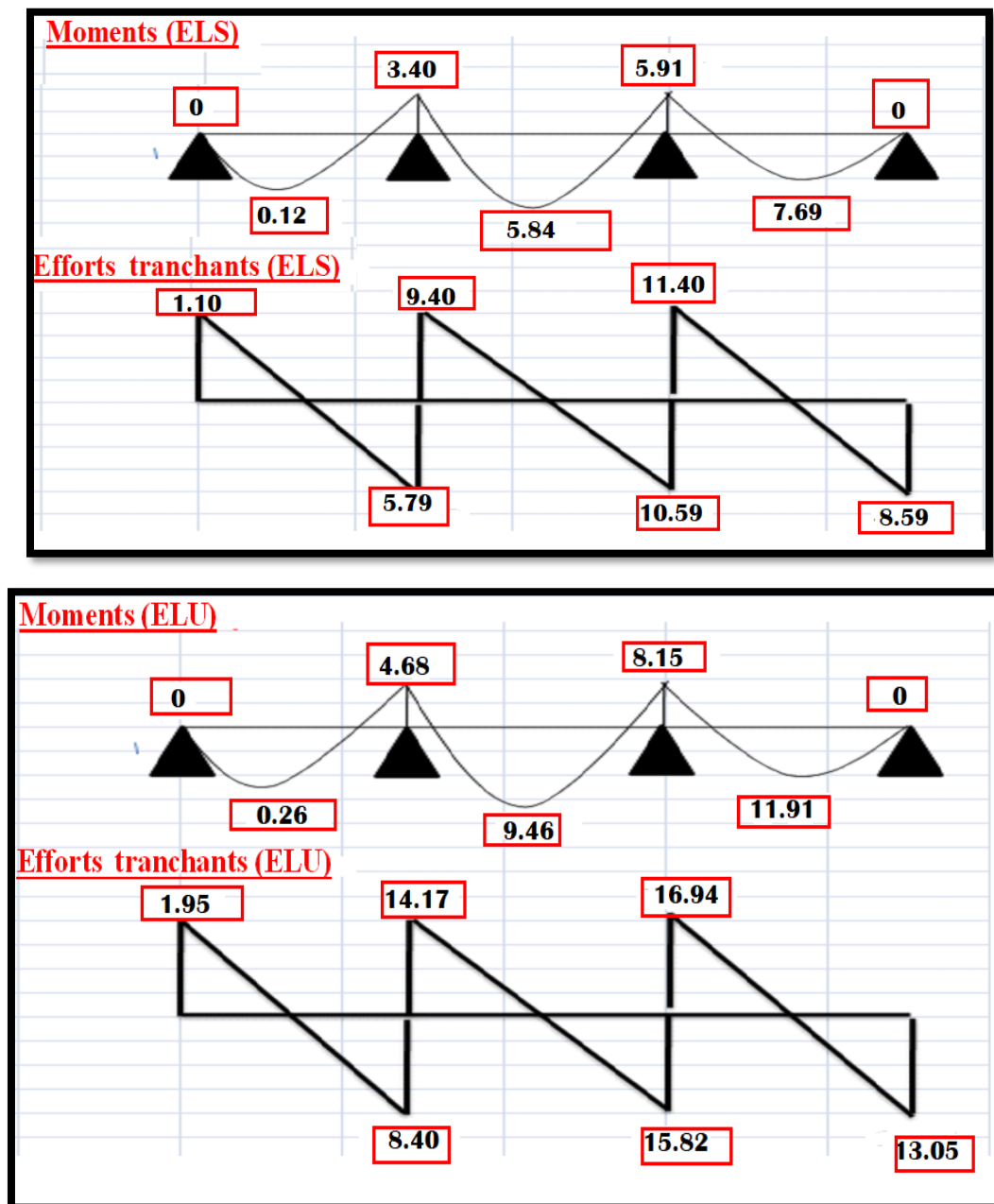


Figure .VI.2 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher terrasse

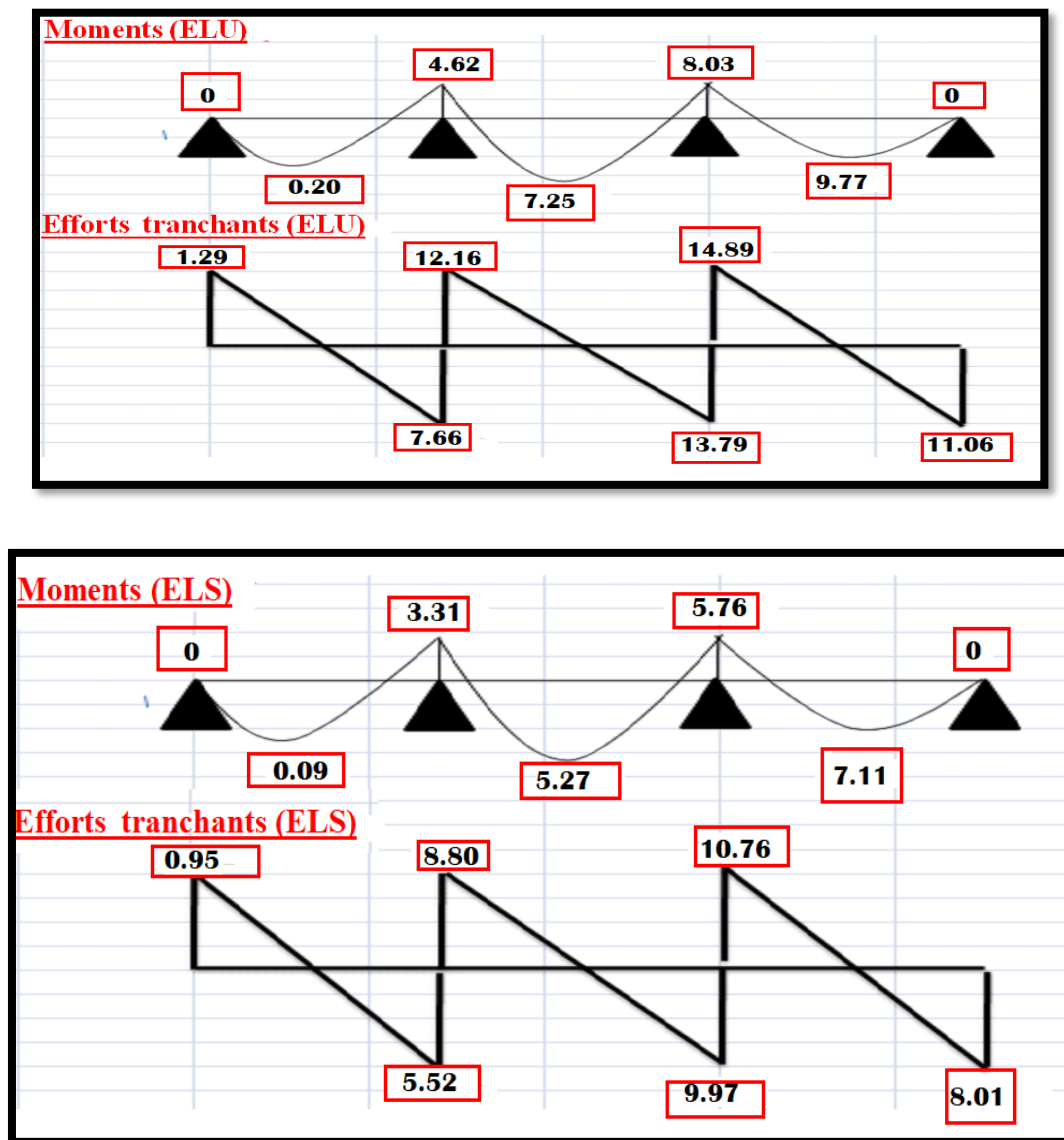
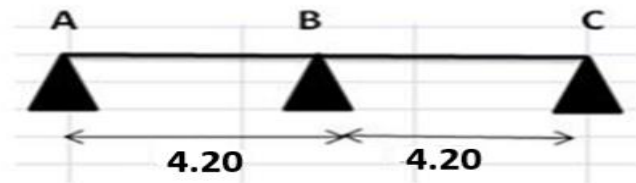


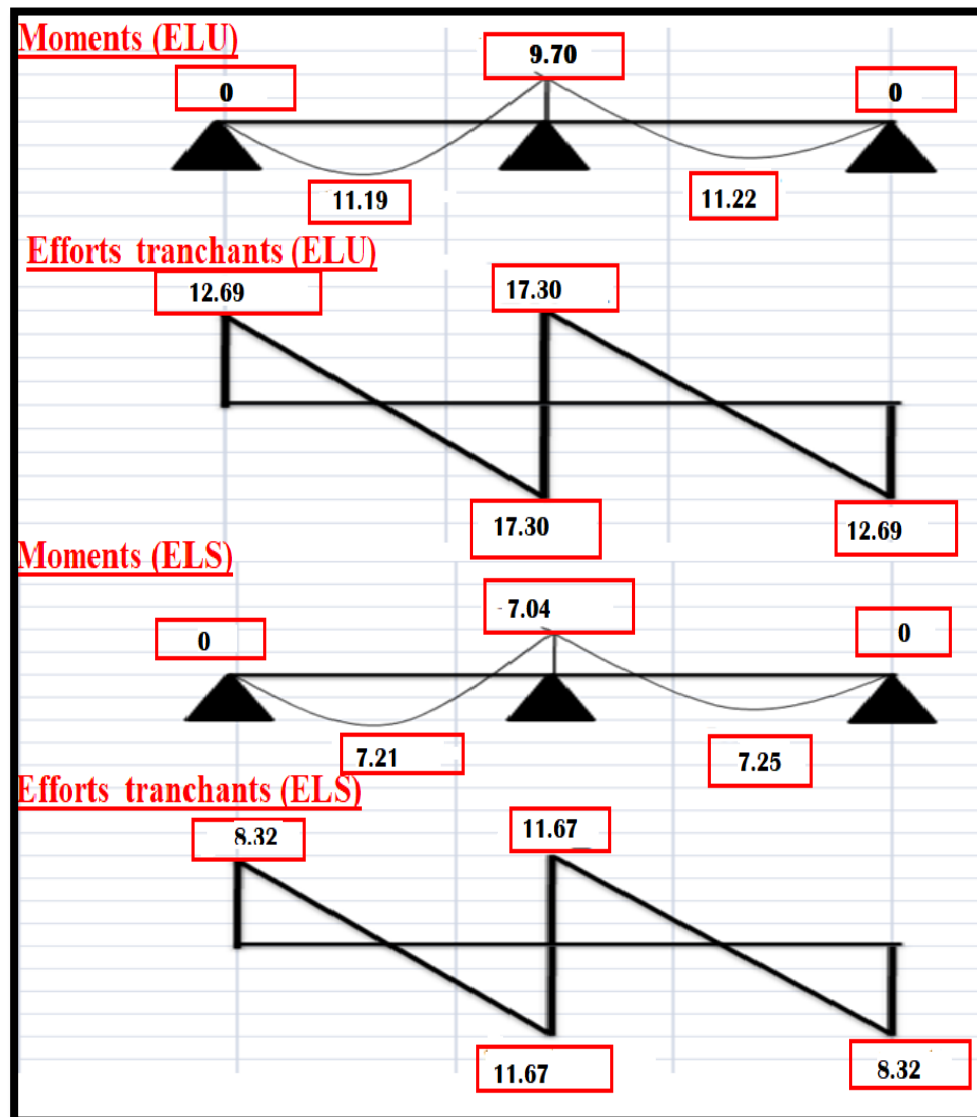
Figure.VI.3 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher courant

Type 2 : Poutre repose sur 3 appuis

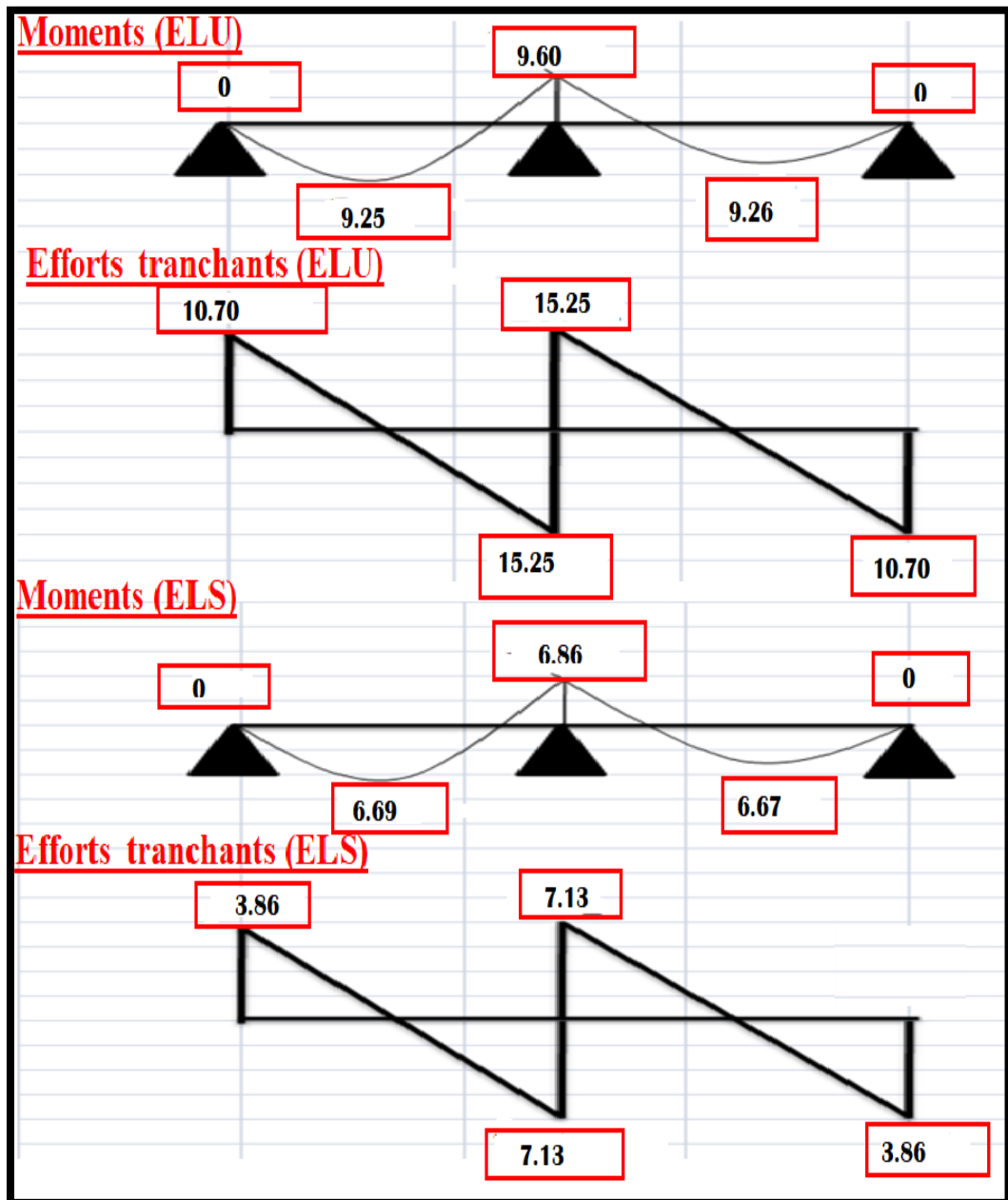


Elément		Travée	L (m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
Plancher terrasse	ELU	A-B	4.20	7.146	15.75	0	-9.70	11.19	12.69	-17.30
		B-C	4.20	7.146	15.75	-9.70	0	11.22	17.30	-12.69
	ELS	A-B	4.20	4.764	10.50	0	-7.04	7.21	8.32	-11.67
		B-C	4.20	4.764	10.50	-7.04	0	7.25	11.67	-8.32
Plancher Étage courant	ELU	A-B	4.20	6.183	13.63	0	-9.56	9.25	10.70	-15.25
		B-C	4.20	6.183	13.63	-9.56	0	9.26	15.25	-10.70
	ELS	A-B	4.20	4.472	9.86	0	-6.86	6.69	3.86	-7.13
		B-C	4.20	4.472	9.86	-6.86	0	6.67	7.13	-3.86

Tableaux VI.3 : Moments et efforts tranchants plancher terrasse et étage courant.

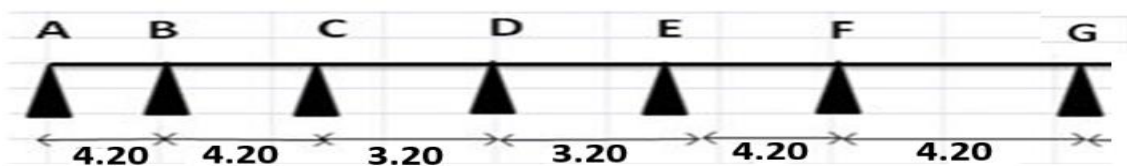


FigureIV.2. Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher terrasse



TableauxVI.3 : Moments et efforts tranchants et étage courant.

Type 03 : Poutre repose sur 7 appuis :



Elément		Travée	L (m)	Pu (KN/m)	M ₀ (m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
Plancher Terrasse	ELU	A-B	4.20	4.678	15.75	0	-8.15	11.83	13.05	-16.94
		B-C	4.20	4.678	15.75	-8.15	-5.08	9.14	15.73	-14.26
		C-D	3.20	4.678	9.14	-5.08	-3.60	4.76	11.89	-10.96
		D-E	3.20	4.678	9.14	-3.60	-5.08	4.76	10.96	-11.89
		E-F	4.20	4.678	15.75	-5.08	-8.15	6.92	14.26	-15.73
		F-G	4.20	4.678	15.75	-8.15	0	9.21	16.94	-13.05
	ELS	A-B	4.20	4.678	9.86	0	-5.91	7.71	8.59	-11.40
		B-C	4.20	4.678	9.86	-5.91	-3.68	5.72	10.53	-9.46
		C-D	3.20	4.678	5.72	-3.68	-2.61	2.96	7.95	-7.28
		D-E	3.20	4.678	5.725	-2.61	-3.68	2.89	7.28	-7.95
		E-F	4.20	4.678	9.86	-3.68	-5.91	5.65	9.46	-10.53
		F-G	4.20	4.678	9.86	-5.91	0	7.70	11.40	-8.59

Tableaux.IV.3 : Moments et efforts tranchants plancher terrasse.

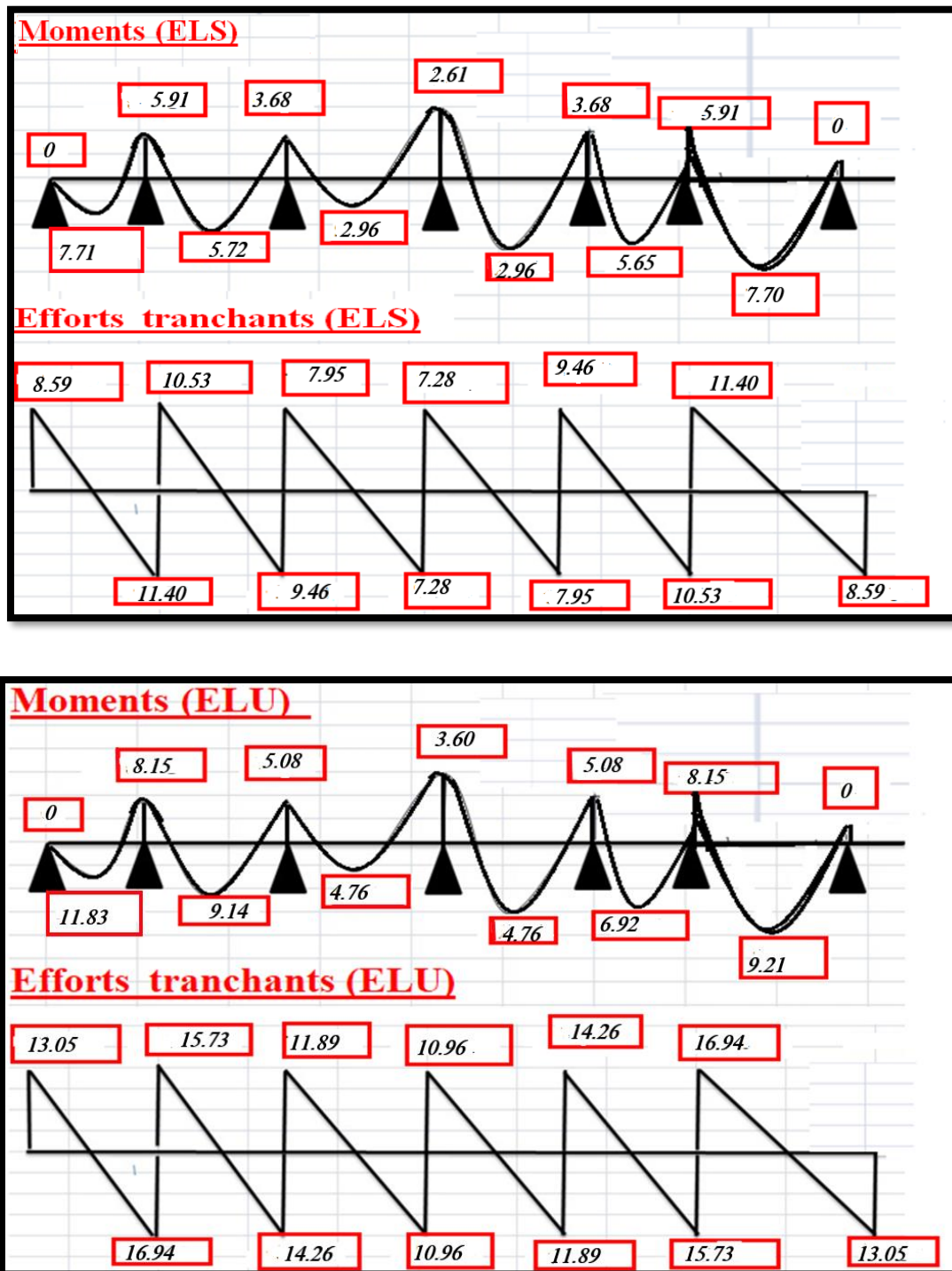


Figure VI.6 Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher terrasse

Elément		travée	L (m)	Pu (KN/m)	M ₀ (KN.m)	M _g (KN.m)	M _d (KN.m)	M _t (KN.m)	V _w (KN)	V _e (KN)
Plancher Etagé courant	ELU	A-B	4.20	6.183	13.63	0	-8.03	9.90	11.06	-14.89
		B-C	4.20	6.183	13.63	-8.03	-5.01	7.06	13.69	-12.26
		C-D	3.20	6.183	7.91	-5.01	-3.55	3.61	10.34	-9.43
		D-E	3.20	6.183	7.91	-3.55	-5.01	3.60	9.43	-10.34
		E-F	4.20	6.183	13.63	-5.01	-8.03	7.10	12.26	-13.69
		F-G	4.20	6.183	13.63	-8.03	0	9.77	14.89	-11.06
	ELS	A-B	4.20	4.472	9.86	0	-5.76	7.16	8.01	-10.76
		B-C	4.20	4.472	9.86	-5.76	-3.59	5.16	9.90	-8.87
		C-D	3.20	4.472	5.72	-3.59	-2.54	2.64	7.47	-6.82
		D-E	3.20	4.472	5.72	-2.54	-3.59	2.76	6.82	-7.47
		E-F	4.20	4.472	9.86	-3.59	-5.76	5.17	8.87	-9.90
		F-G	4.20	4.472	9.86	-5.76	0	7.11	10.76	-8.01

Tableaux.VI.4 : Moments et efforts tranchants plancher etage courant

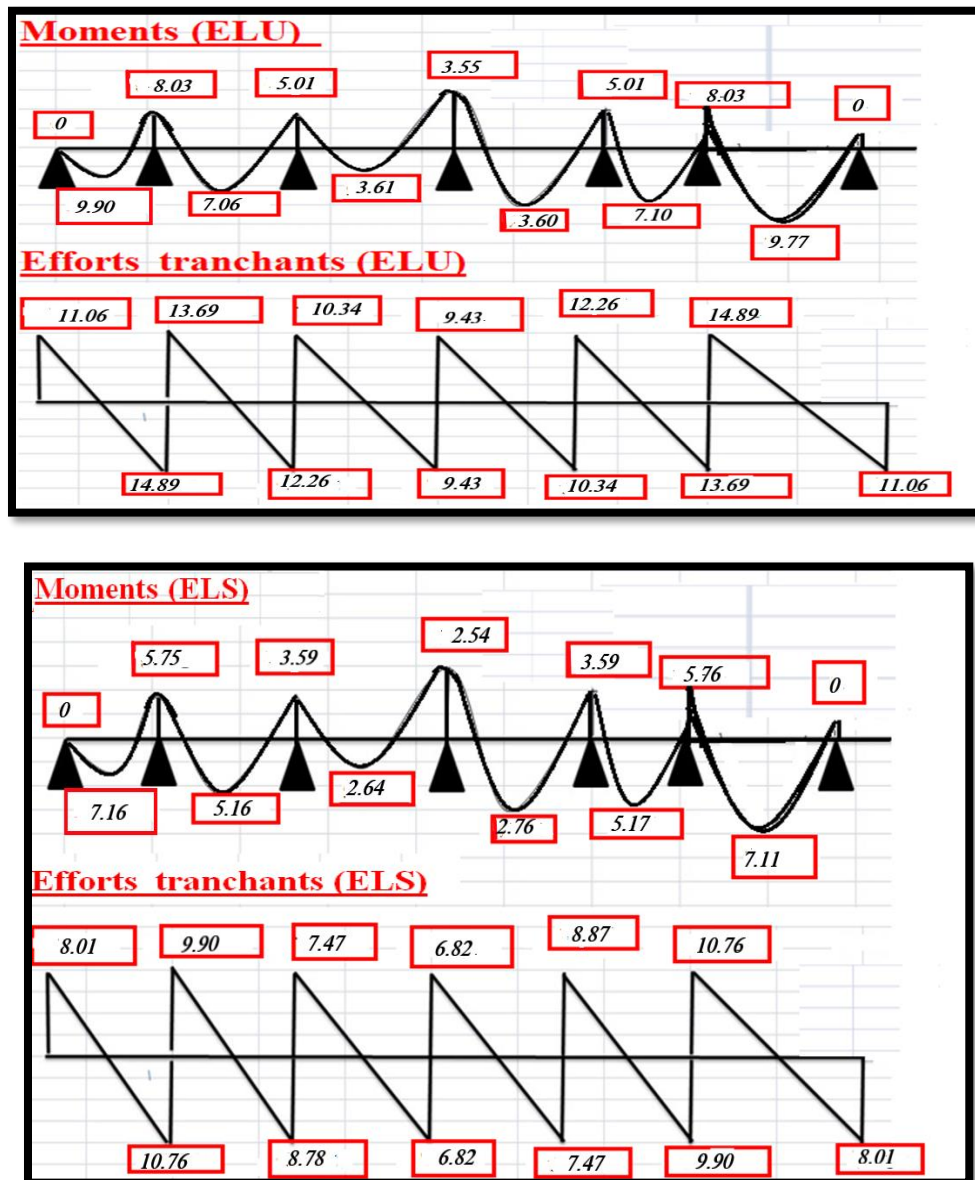


Figure VI.6 : Diagramme des moments et efforts tranchants à ELU et ELS de plancher courant

Niveau	Type poutrelle	Mt (KN.m)		Ma (KN.m)		Tmax (KN)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
12 Etage courante	1	9.77	7.11	8.03	5.76	14.89	10.76
	2	9.26	6.69	9.56	6.86	15.25	7.13
	3	9.90	7.16	8.03	5.76	14.89	10.76
Terrasse	1	11.91	7.69	8.15	5.91	16.94	11.40
	2	11.22	7.25	9.70	7.04	17.30	11.67
	3	11.83	7.71	8.15	5.91	16.94	11.40

Tableaux VI.5 : récapitulatif des moments et des efforts tranchant maximaux

VI.4. Calcul du ferrailage :

Les moments max dans les types :

$$\text{E. L. U : } \left\{ \begin{array}{l} M_t = 11.83 \text{ KN.m} \\ M_a = 9.70 \text{ KN.m} \\ T_u = 17.30 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$\text{E. L. S : } \left\{ \begin{array}{l} M_t = 7.71 \text{ KN.m} \\ M_a = 7.04 \text{ KN.m} \\ T_u = 11.67 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

VI.5. Les caractéristiques géométriques des poutrelles

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2}$$

$C_0 \geq 1 \text{ cm}$ (Fissuration peu préjudiciable) **BAEL9 1.A.7.1.**

$$\Phi \geq \frac{h}{10} \longrightarrow \frac{20}{10} = 2 \text{ cm}$$

$$C_0 = 1 \text{ cm} \longrightarrow C \geq 1 + \frac{2}{2} = 2 \text{ cm}$$

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

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

$$d = 17 \text{ cm}$$

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

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

$$C = 3 \text{ cm}$$

VI.6. Calcul des armatures longitudinales

❖ E.L.U :

➤ En travées :

$$M_t^{\max} = 11.83 \text{ KN.m} = 11830 \text{ N.m}$$

Le moment fléchissant (M_{table}).

$$M_{\text{tab}} = \sigma_b \times b \times h_0 \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_{\text{tab}} = 14.2 \times 65 \times 4 \left(17 - \frac{4}{2} \right) = 55830 \text{ N.m}$$

$$M_t^{\max} = 11830 \text{ N.m} \leq 55830 \text{ N.m}$$

Donc la section en "T" sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65 \text{ cm}$.

➤ En appuis :

$$M_{\text{app}}^{\max} = -9.70 \longrightarrow M_{\text{app}} < 0$$

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 $b_0 = 10 \text{ cm}$.

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \times b \times d^2} ; \alpha = \frac{1 - \sqrt{1 - 2\mu}}{0.8} ; \beta = 1 - 0.4\alpha ; A = \frac{M}{\sigma_s \times d \times \beta}$$

Elements	M (KN,m)	μ	μl	α	β	A (cm ²)
sur appuis	9700	0.036	0.392	0.045	0.988	1.66
sur travée	11380	0.042	0.392	0.053	0.977	1.98

Tableau.IV.6 : Récapitulatif Des Résultats

♦ **Vérification**

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

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

$$f_{tj} = f_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$$

EN travée :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 65 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 1.33 \text{ cm.}$$

En appui :

$$A_{\min} \geq 0.23 \times 10 \times 17 \times \frac{2.1}{400} = 0.205 \text{ cm.}$$

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

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

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

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

On a : $A = \max (A_{\text{calcul}} ; A_{\min} ; A'_{\min})$.

Elément	$A_{\text{cal}} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\min} (\text{cm}^2)$	$A_{\text{adp}} (\text{cm}^2)$
Travée	1.98	1.33	1.3	2T12 = 2.26
Appui	1.66	0.205	0.2	2T12 = 2.26

Tableaux IV.7 : Récapitulatif du Ferraillage

Vérification a l'EUS :

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

Calcule de (y_1) par résolution d'équation suivant :

La résolution de cette équation est résumée comme suit :

$$\frac{b y_1^2}{2} - 15 A (d - y_1) = 0$$

La résolution de cette équation est résumée comme suit $D =$

$$15 \frac{A}{b} ; \quad E = 2 D \cdot d$$

$$y_1 = -D + \sqrt{D^2 + E} = \frac{y_1}{d}$$

$$\beta_1 = 1 - \frac{\alpha_1}{3} k_1 = 15 \frac{(1-\alpha_1)}{\alpha_1}$$

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

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

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

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.

$$\tau_u = \frac{V_u^{max}}{b_0 \times d} = \frac{1730}{100 \times 170} = 1.01$$

Fissuration peu nuisible (BAEL (A.5.1, 211)).

$$\bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{MPa}\right) \longrightarrow \bar{\tau}_u = \min\left(\frac{0.2 \times 25}{1.5}; 5\text{MPa}\right).$$

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

$$\bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \geq \tau_u = 1.01 \text{ MPA} \longrightarrow \text{Condition vérifiée.}$$

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

$$\Phi_1 = \min\left(\frac{h_t}{35}; \Phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

Φ_1 : Diamètre minimal des armatures longitudinales.

$$\Phi_1 = \min\left(\frac{h_t}{35}; \Phi_l; \frac{b_0}{10}\right) \longrightarrow \Phi_1 = \min\left(\frac{200}{35}; 12; \frac{100}{10}\right) \longrightarrow \Phi_1 = \min(5.71; 12; 10).$$

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) :

$$st_1 \leq \min(0.9 d; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq \min(0.9 \times 17; 40 \text{ cm}) \longrightarrow S_t \leq 15.3 \text{ cm}.$$

$$st_2 \leq \frac{A_t \times f_e}{0.4 \times b_0} \longrightarrow \frac{0.57 \times 235}{0.4 \times 10} = 33.49 \text{ cm}.$$

$$st_3 \leq \frac{0.9 \times A_t \times Fe}{\gamma_s \times b_0 (\tau_u - k \times 0.3 f_{t28})} ; \text{ Avec : } K=1 \text{ (en flexion simple).}$$

$$st_3 \leq \frac{0.9 \times 0.57 \times 235}{1.15 \times 10 \times (0.10 - 1 \times 0.3 \times 2.1)} = 22.30 \text{ cm.}$$

$$\text{Soit } St = \min (St_1, St_2, St_3) \longrightarrow St \leq 15.3 \text{ cm.}$$

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 vérifier que l'on a :

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

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

$$V_u = 17300 \text{ N} \leq \frac{0.8 \times 10 \times 15.3 \times 2500}{1.5 \times 2} = 102000 \text{ N} \longrightarrow \text{condition vérifiée .}$$

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

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

$$A = 2.26 \text{ cm}^2. \quad A = 226 \text{ mm}^2$$

$$\gamma_s \frac{V_s}{Fe} \longrightarrow 1.15 \frac{17300}{400} = 49.737 \text{ mm}^2$$

$$A = 266 \text{ mm}^2 \geq 49.737 \text{ mm}^2 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

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.
- $FeE = 400 \text{ MPa.}$

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

$$A\perp = \frac{4 l_n}{fe} \longrightarrow A\perp = \frac{4 \times 65}{400} = 0.65 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adapte } 5\emptyset 5 = 0.98 \text{ cm}^2$$

♦ **Espacement :**

n : nombres des barres.

$$St = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$$

Soit : $St=20$ cm

♦ Pour les armatures parallèles aux nervures :

$$A // = \frac{A_{\perp}}{2} = \frac{0.98}{2} = 0,49 \text{ cm}^2$$

On adopte $3\emptyset 5 = 0,59 \text{ cm}^2$

♦ Espacement:

$$St = \frac{100}{n} = \frac{100}{5} = 33,33 \text{ cm}$$

$St=30$ cm

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

Etat limite de déformation : (BAEL91 B.6.8.424).

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{15 M_0} \longrightarrow \frac{20}{420} = 0.047 \leq \frac{11380}{15 \times 15750} = 0.048 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{A}{b \times d} \leq \frac{3.6}{f_e} \longrightarrow \frac{2.26}{65 \times 17} = 0.002 \leq \frac{3.6}{400} = 0.009 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{22.5} \longrightarrow \frac{20}{420} = 0.047 \leq \frac{1}{22.5} = 0.044 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

➤ Présentation de ferrailage :

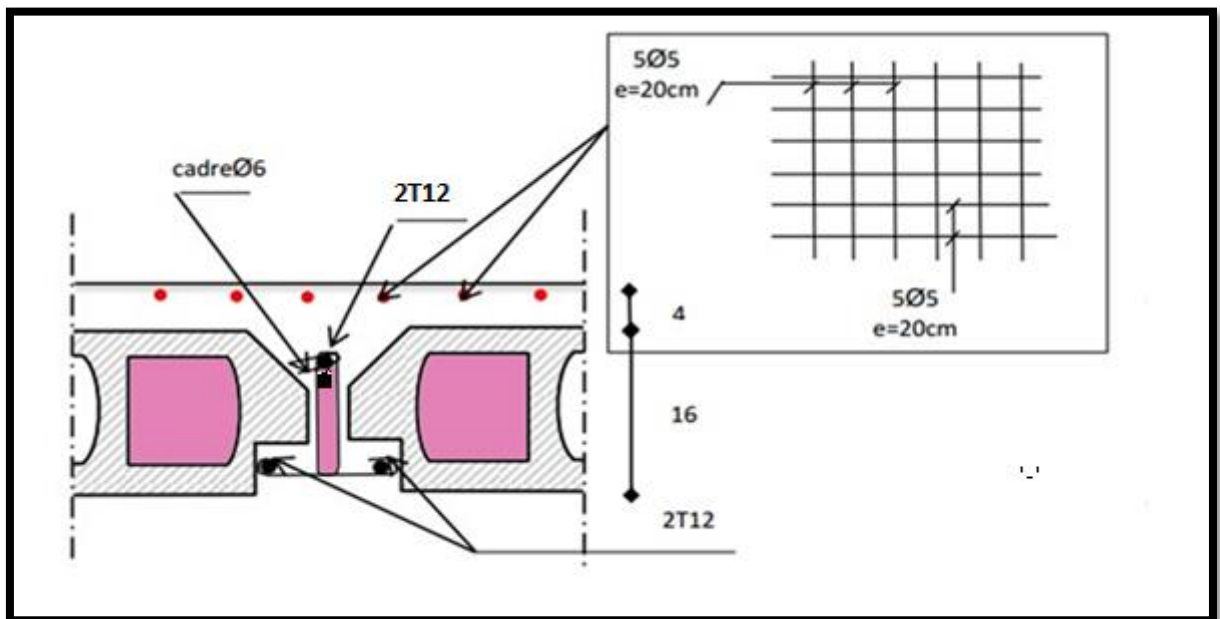


Figure IV .7 : Schéma de ferrailage de poutrelle.

CHAPITRE V :

ETUDE DYNAMIQUE

V.1.Introduction:

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. 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.

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme ou tremblement de terre, et éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

V.2. Objectif de l'étude dynamique :

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ces Vibrations Libres Non Amorties (VLNA).

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

V.3. Méthode de calcul RPA99 2024 (Art. 4.1.1) :

Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes:

- par la méthode statique équivalente.
- par la méthode d'analyse modale spectrale.
- par la méthode d'analyse dynamique par accéléra grammes

V.3.1. Méthode statique équivalente :**Définition :**

Cette méthode consiste à remplacer l'ensemble des forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction par un système de forces fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

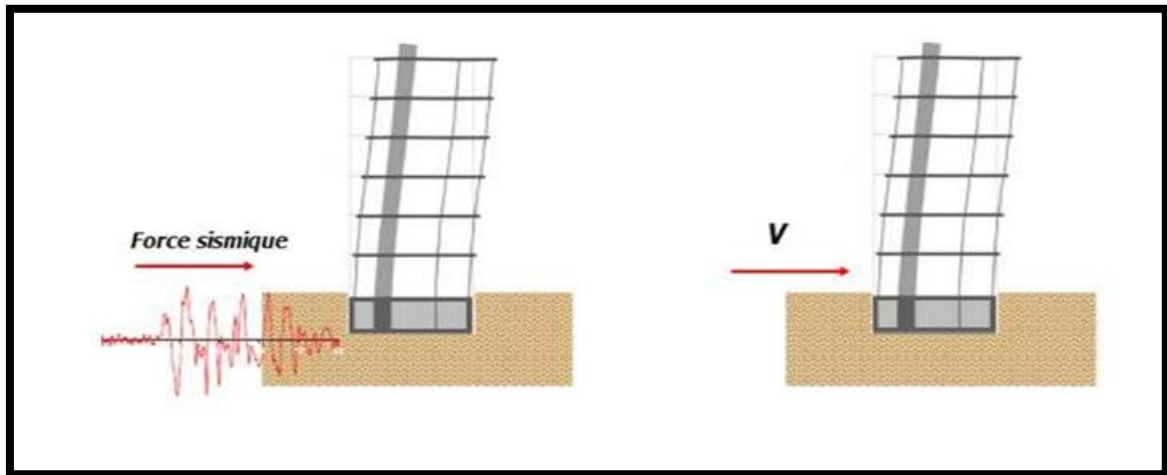


Figure.V.1 : Simulation de la force sismique.

Principe de la méthode :

Pour les bâtiments réguliers et moyennement réguliers, on peut simplifier les calculs en ne considérant que le premier mode de la structure (mode fondamental). Le calcul statique a pour but de se substituer au calcul dynamique plus compliqué en ne s'intéressant qu'à produire des effets identiques.

Conditions d'application de la méthode statique équivalente :

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI).
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableaux suivant :

Zone sismique	Groupe d'importance			
	1A	1B	2	3
I et II	(*)	(*)	(*)	(*)
III et IV	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 7 niveaux et ≤ 23 m	(*)
V et VI	≤ 2 niveaux et ≤ 8 m	≤ 3 niveaux et ≤ 11 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m	≤ 5 niveaux et ≤ 17 m
Nota: (*) signifie qu'il n'y a aucune limitation de nombre de niveaux ou de hauteur				

Tableau.V.1 : Condition d'application de la méthode statique.

V.3.2. Les Méthodes Dynamiques :

a) Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA2024, version article 4.3).

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.

• Domaine d'application :

La méthode analyse modale spectrale est appliquée pour tous les cas de bâtiment, et en Particulier dans les cas où méthodes statique équivalente est inapplicable.

b) La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes :

La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes peut être utilisée par un personnel qualifié, ayant justifié auparavant les choix des séismes de calcul et des lois de comportement utilisées ainsi que la méthode d'interprétation des résultats et les critères de sécurité à satisfaire.

V.3.3. But de l'analyse dynamique :

- Détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure.
- Détermination des modes et les périodes propres.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure une partie de la surcharge d'exploitation Q.

V.3.4. Classification de l'ouvrage : Selon les RPA Version 2024

- Notre ouvrage est implanté dans la wilaya de Batna donc en zone III.
- Notre bâtiment est à usage d'habitation collective donc classé dans le Groupe 2.
- Selon le rapport géotechnique relatif à notre ouvrage, on est en présence d'un sol ferme de catégorie S2.

- **Remarque :**

Pour notre structure, les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas vérifiées. Car elle est irrégulière en plan et sa hauteur dépasse les 38m, elle est aussi implantée à Batna zone III et appartient au groupe d'usage 2 (**art 4.1.2.b) RPA2024**).

Alors la méthode à utiliser dans ce cas est celle de l'analyse modale spectrale, Avec le calcul de l'effort sismique à la base par la méthode statique équivalente pour une vérification ultérieure (**art 4.3.6) RPA2024**).

V.3.5. Spectre de réponse de calcul : RPA2024 (art.3.3.3) .

L'action séismique est représentée par le spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T) = \begin{cases} A.I.S. \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & si : 0 \leq T < T_1 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] & si : T_1 \leq T < T_2 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2}{T} \right] & si : T_2 \leq T < T_3 \\ A.I.S. \left[2.5 \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \left[\frac{T_2 \cdot T_3}{T^2} \right] & si : T_3 \leq T < 4s \end{cases}$$

- **D'après le R.P.A 2024 on a :**
 - **Sad /g** : Accélération spectrale.
 - **g** : accélération de la pesanteur.
 - **A** : coefficient d'accélération de zone. (**tableau.3.2) RPA2024**.
 - **I** : coefficient d'importance (**tableau.3.1) RPA2024**
 - **R** : coefficient de comportement de la structure, en fonction de système de contreventement (**tableau 4.3 RPA2024**).
 - **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site (**tableau3.3**)
 - **Q_F** : facteur de qualité,
 -

- Dans notre projet on a :
- Sol ferme \longrightarrow site 2 donc : $T_1 = 0.05$ (s), $T_2 = 0.30$ (s), $T_3 = 1.20$ (s)
- $A=0.15$ (tableau 3.2 RPA 2024) zone III groupe usage 2.

Zone de sismicité	Niveau de sismicité	A
0	Très faible	0
I	Faible	0.07
II	Faible à moyenne	0.10
III	Moyenne	0.15
IV	Moyenne à élevé	0.20
V	Elevée	0.25
VI	Elevée	0.30

Tableau V. 2: Coefficient d'accélération (A).

- **R**: Coefficient de comportement de la structure donné par le tableau 3.17 (RPA 2024 :
- Contreventement mixte équivalent des voiles **R = 4.5**
- La valeur de Q est déterminée par la formule :: $Q = 1 + \sum p_{qi}$

Avec :

p_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualités « q » est satisfait ou non

i : est le nombre total de pondérations dépendant de la catégorie concernée.ca valeur est

Donne par le tableau (3.18.RPA2024). $Q = 1.15$

Catégorie	Critère q	Observé	Pq N/observé
(a)	régularité en plan	0	0.05
	Régularité en élévation	0	0.20
	Conditions minimales sur le nombre étage	0	0.20
	Conditions minimales sur les travées	0	0.10
(b)	régularité en plan	0	0.05
	Régularité en élévation	0	0.20
	régularité en plan	0	0.05

Tableau V.2: Valeurs des Pondérations Pq.

Nombre de mode à considérer :

L'RPA2024 (art 4.3.3) préconise de prendre en considération ce qui suit :

- a) Le nombre de modes de vibration de translation, à retenir dans chacune des deux directions d'excitation, doit être tel que :
 - la somme des masses modales, effectives pour les modes retenus, soit égale à 90%, au moins, de la masse totale de la structure.
 - ou que tous les modes, ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure, soient retenus pour la détermination de la réponse totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (03), dans chaque direction considérée

- b) Dans le cas où les conditions, décrites en a ne peuvent pas être satisfaites, à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes, (k), à retenir doit être tel que:

$$K \geq 3.\sqrt{N} \text{ et } T_k \leq 0.2$$

Où: N est le nombre de niveaux au-dessus du sol et T_k est la période du mode k

V.4. Estimation de la période fondamentale de la structure (art.4.2.4) RPA2024 :

Dans notre cas (structure mixte) la période fondamentale correspond à la plus petite valeur Obtenue par les formules 4-4 du RPA2024.

$$T = C_t . h_n^{3/4}.$$

h_n : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'à dernier niveau.

$$h_N = 36.72m$$

C_t : coefficient fonction du système de contreventement du type de remplissage donnée par le tableau (4.3). Du RPA2024. $C_t = 0,050$.

$$\text{Donc : } T_{\text{empirique}} = 0,05 \times (36.72)^{3/4} = 0.74 \text{ (s)}.$$

V.5. Calcul des actions sismiques (Selon La Méthode Dynamique Modale Spectrale):**V.5.1 Description du logiciel ROBOT VERSION 2025 :**

Le système Robot est un logiciel CAO/DAO destiné à modéliser, analyser et dimensionner les différents types de structures. Robot permet de modéliser les structures, les calculer, de vérifier les résultats obtenus, de dimensionner les éléments spécifiques de la structure. La dernière étape générée par Robot est la création de la documentation écrite et graphique pour la structure calculée.

Analyse de la structure :

On a pris en considération le plan d'architecture et le nombre minimal des voiles dans chaque direction pour choisir une disposition initiale des voiles dans le bâtiment :

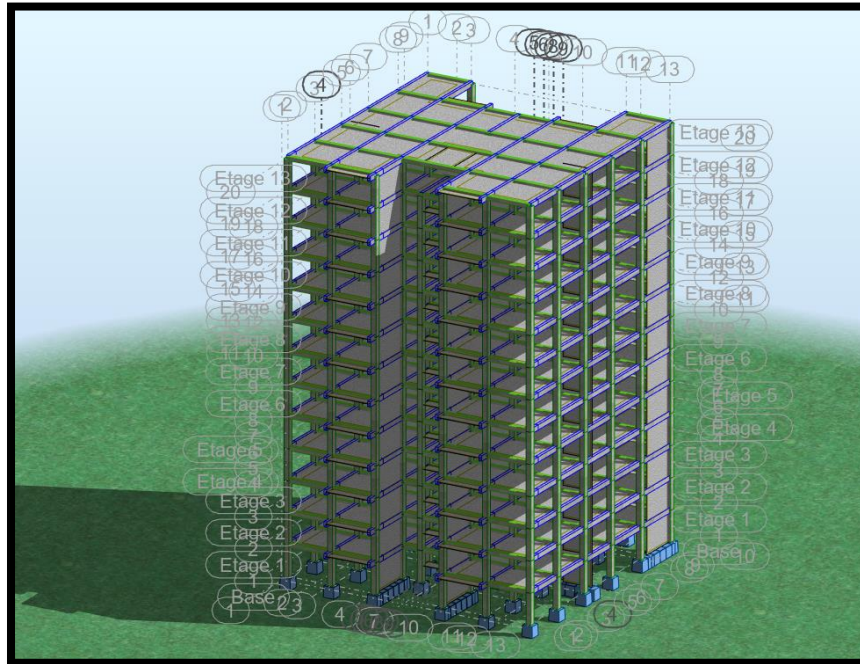


Figure.V.3 : Modalisation de la structure.

- **Analyse de la variante initiale :**

Le système de contreventement initial présente comme suit :

- 4 voiles longitudinaux (sens $-Y$) d'épaisseur 15cm
- 2 voiles transversaux (sens $-X$) d'épaisseur 15cm

La structure initiale est présentée dans la figure suivante :

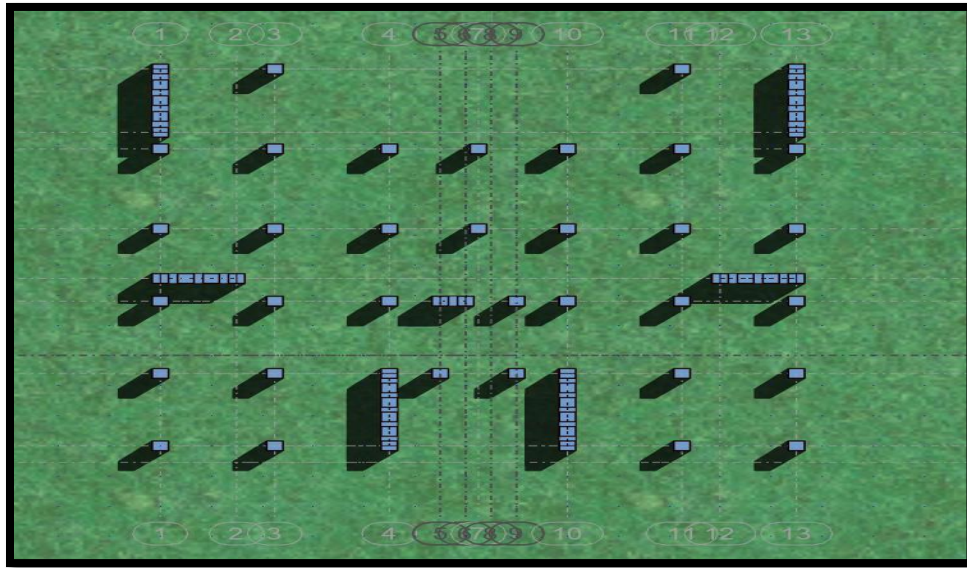


Figure. V.4. : Disposition des voiles (1^{ère} variante).

Après l'analyse automatique par le logiciel ROBOT, on a tiré les résultats qui sont illustrés dans le tableau ci-dessous :

Mode	Période (s)	Masse cumulée s. UX (%)	Masse cumulée s. UY (%)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)
5/ 1	1,75	76,54	0,00	76,54	0,00
5/ 2	1,27	76,99	0,00	0,45	0,00
5/ 3	1,05	76,99	71,16	0,00	71,16
5/ 4	0,70	76,99	71,16	0,01	0,00
5/ 5	0,63	77,00	71,16	0,00	0,00
5/ 6	0,58	85,16	71,16	8,16	0,00
5/ 7	0,51	86,43	71,16	1,27	0,00
5/ 8	0,51	87,95	71,16	1,52	0,00
5/ 9	0,47	87,95	71,17	0,00	0,01
5/ 10	0,40	87,95	71,17	0,00	0,00

Tableau V.3: Périodes et facteurs de participation modaux (1^{ère} variante)

- **Interprétation des résultats:**

D'après l'analyse des caractéristiques dynamiques de la structure initiale nous interprétons les résultats obtenus comme suit

- La période fondamentale de la structure $T_{dyn} = 1.75 \text{ sec} >$ la période empirique $T = 0.66 \text{ sec}$. Ce qui montre que la structure a un excès de flexibilité.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon l'axe X avec un taux de participation de masse modale $U_X = 76.54 \%$.
- Le 2^{ème} mode est un mode **rigide** avec $U_X = 0.45 \%$. La structure a reste immobile pour ce mode
- Le 3^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Y avec un taux de participation de masse modale $U_Y = 71.16\%$
- Le 4^{ème} mode est un mode torsion pur avec 0 % de translation.

Remarque :

La participation massique n'a dépassée pas le seuil de 90% , est pour cette raison en se réfère à l'article 4.3.3 de RPA 2024, dont le nombre de modes à considérer est donné par la formule

de $k = 3\sqrt{N}$ ~~$K = 3\sqrt{10}$~~ $= 10.39$ on prend 10 modes

- **Conclusion :**

La structure présente une flexibilité élevée, ce qui aura des déplacements inadmissibles. Les déformations excessives des poteaux ne les permettront pas de suivre celles des voiles et par conséquent l'interaction entre les deux n'aura pas lieu en cas d'un séisme majeur.

Pour cette raison, on change la disposition de certains voiles et on rajoute d'autres pour remédier à cette anomalie.

V.5.2.1.Modélisation de la nouvelle structure :

Suite à l'analyse de la structure initiale, plusieurs variantes ont été analyse pouvoir obtenir une structure de contreventement optimal. Nous présenterons dans ce qui suivra deux propositions parmi plusieurs autres

Première proposition :

Le système de contreventement proposé se présente est comme suit :

- 2 voiles longitudinaux (sens -Y) d'épaisseur 15cm
- 3 voiles transversaux (sens -X) d'épaisseur 15cm
- 4 voiles en forme L d'épaisseur 15 cm

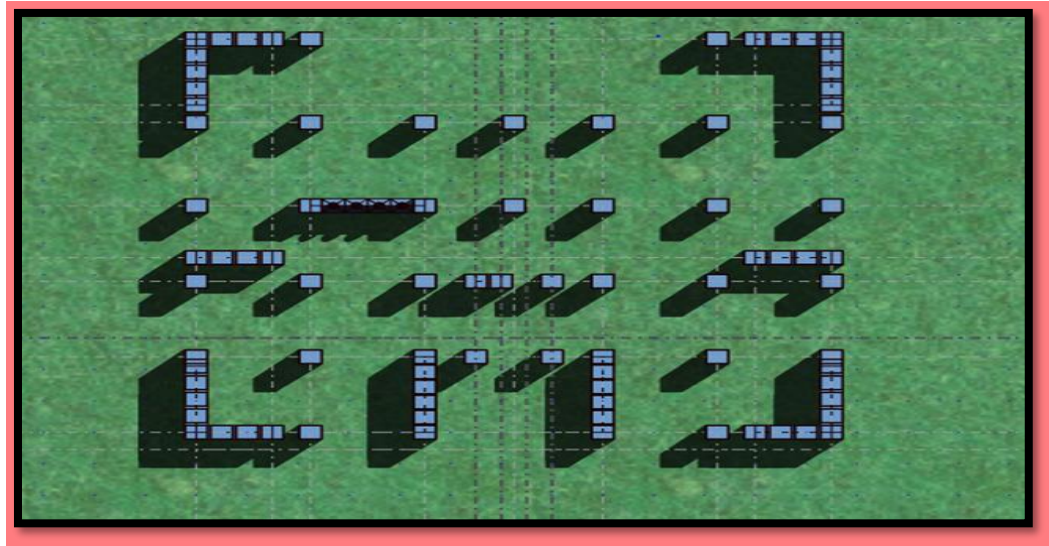


Figure. V.5 : Vue en plan 2D de la 1^{ère} proposition

Les résultats obtenus de la structure sont récapitulés dans le tableau suivant :

Mode	Période (sec)	Masse cumulée s. UX (%)	Masse cumulée s. UY (%)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)
5/ 1	1,37	73,18	0,00	73,18	0,00
5/ 2	0,97	73,18	68,58	0,00	68,58
5/ 3	0,87	73,44	68,58	1.61	3.87
5/ 4	0,66	82.73	68,58	0,02	0,00
5/ 5	0,53	82.73	70.43	0,00	1,31
5/ 6	0,49	89.82	85.18	7,11	0,00
5/ 7	0,47	89.93	86.91	2,47	0,00
5/ 8	0,42	93.21	90.03	0,00	0,14
5/ 9	0,40	93.23	90.10	1,70	0,00
5/ 10	0,39	93.25	91.11	0,00	0,01

Tableau V.4 : Périodes et facteurs de participation modaux (1^{ère} propositions).

- **Interprétation des résultats:**

D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- La période fondamentale est égale $T_X = 1.37s$. On remarque une légère amélioration de la période.
- Le 1^{ère} mode est un mode de translation selon l'axe X avec un taux de participation de masse modale $U_X = 73.18\%$
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon l'axe Y avec un taux de participation de masse modale $U_Y = 68.58\%$
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion pur.
- Il faut 8 modes pour atteindre les 90 % de participation de masse modal exigée par le RPA2024

- **Conclusion :**

On remarque que l'excès de la flexibilité persiste et pour cette raison, on prévoit une 3^{ème} variante en rigidifiant la structure dans le but de rendre les déformations admissibles.

2^{ème} proposition :

Le troisième système de contreventement se présente comme suit :

- 5 voiles longitudinaux (sens -Y) de épaisseur 15cm
- 7 voiles transversaux (sens -X) de épaisseur 15cm
- Les Escalier sont modélise

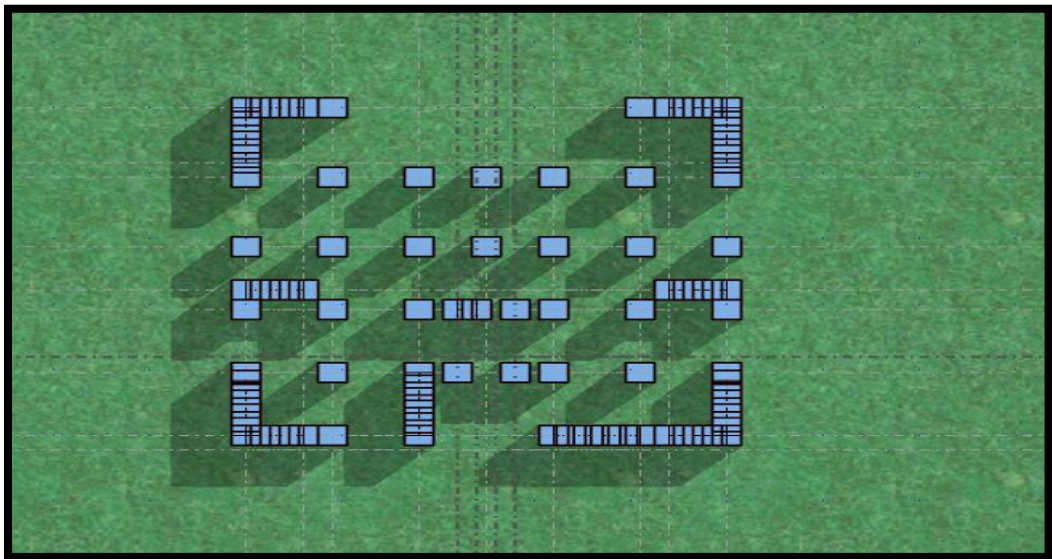


Figure. V.6 : vue en 2D et plan de la 2^{ème} proposition

Mode	Période (sec)	Masse cumulée s. UX (%)	Masse cumulée s. UY (%)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)
5/ 1	1,05	69,13	0,26	69,13	0,26
5/ 2	0,81	69,54	68,79	0,41	68,53
5/ 3	0,66	72,27	69,57	2,73	0,78
5/ 4	0,52	72,27	69,61	0,00	0,04
5/ 5	0,49	72,48	71,25	0,22	1,64
5/ 6	0,46	80,54	75,41	6,42	0,16
5/ 7	0,41	85,77	83,44	2,84	0,03
5/ 8	0,40	89,33	85,51	0,06	0,07
5/ 9	0,39	90,20	90,03	1,49	2,88
5/ 10	0,37	90,41	90,10	0,12	2,09

Tableau V.5 : Périodes et facteurs de participation massique du modèle (2^{ème} variante).

• **Interprétation des résultats:**

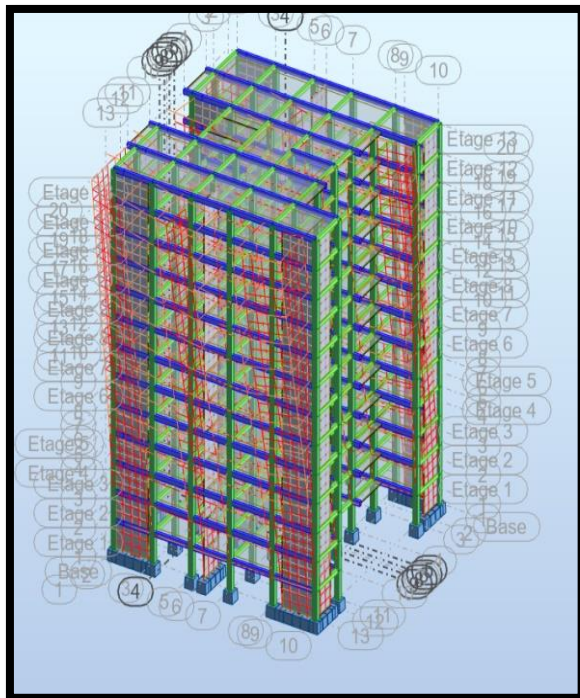
D'après le tableau ci-dessus on constate ce qui suit :

- La période fondamentale de la structure $T = 1.05$ s .On remarque un abaissement de la période.
- Le premier mode est un mode de translation selon L'axe U_X avec une mobilisation de 69.13 % de masse totale de la structure.
- Le deuxième mode est un mode de translation selon L'axe U_Y avec une mobilisation de 69.54 % de masse totale de la structure.
- Le 3^{ème} mode est un mode de torsion
- Il faut 9 modes pour atteindre les 90 % de participation de masse modale exigée par le RPA2024

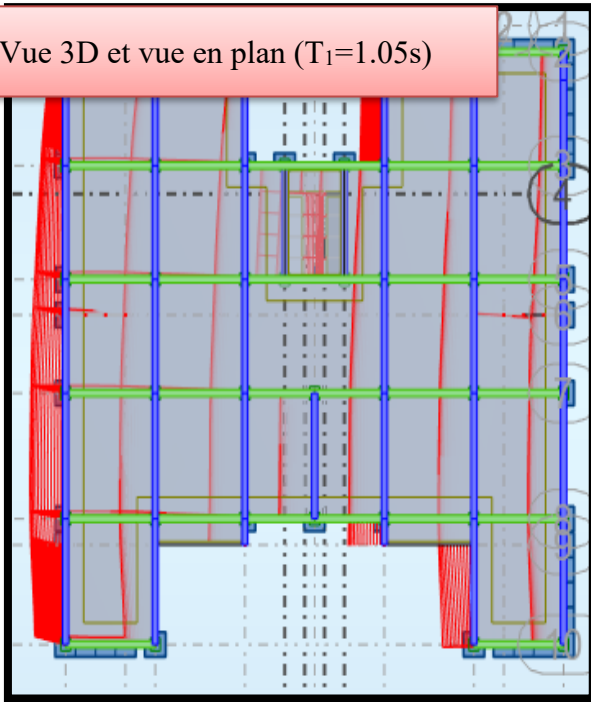
Les trois premiers modes de vibration

Les trois premiers modes de vibration engendrés de cette disposition des voiles :

Premier mode :



mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_1=1.05s$)



Deuxième mode :

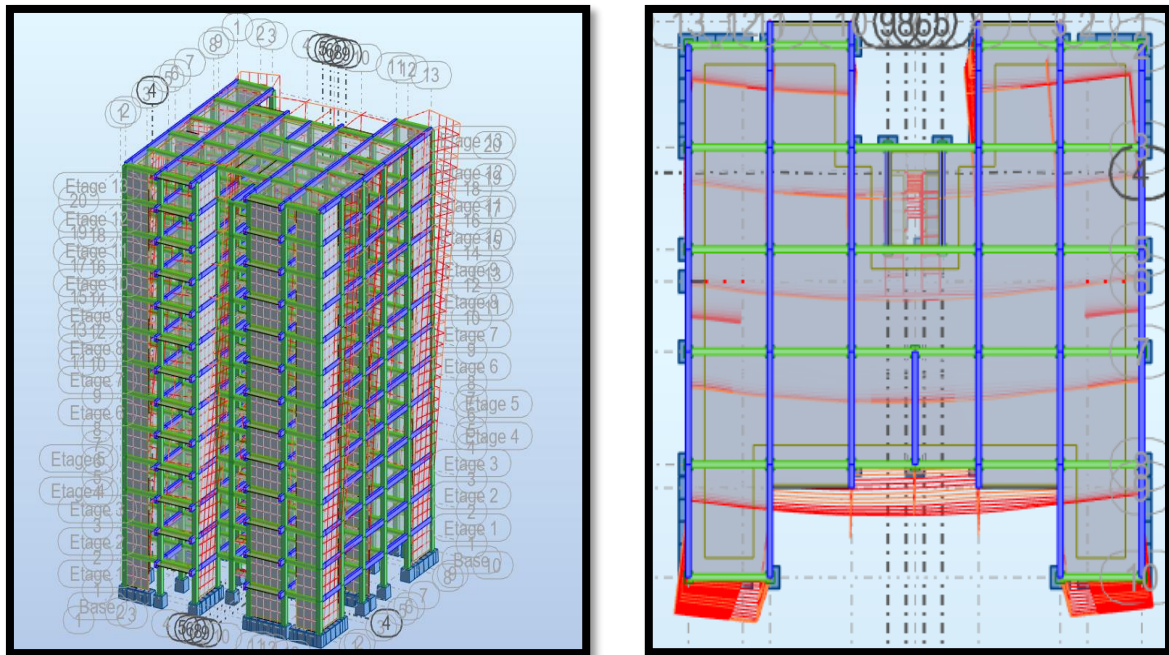


Figure V.8 : Deuxième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_2 = 0.81$ s)

Troisième mode :

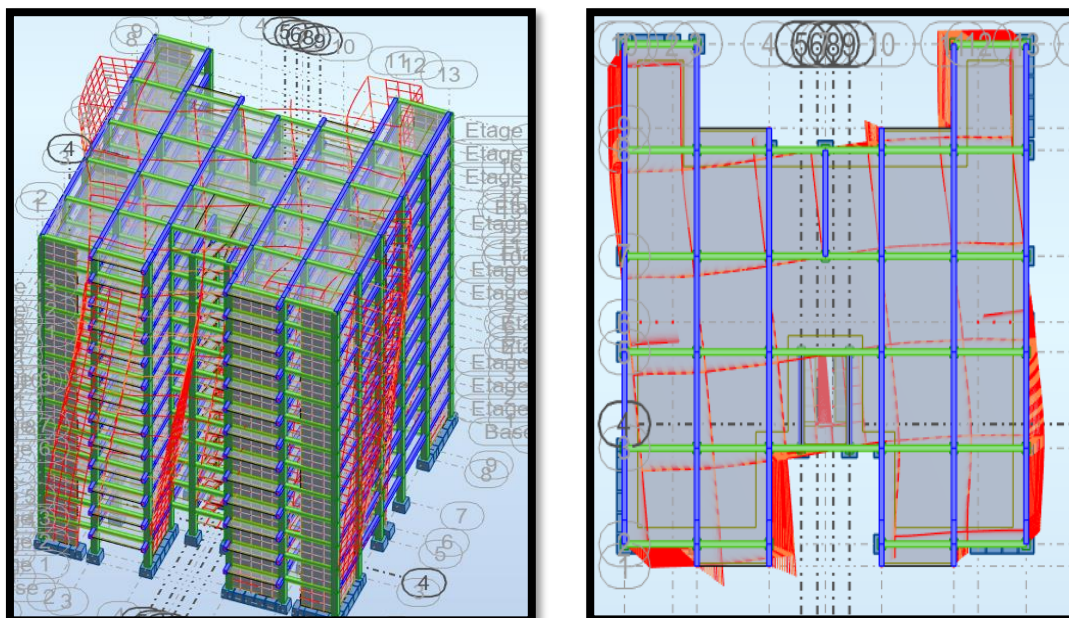


Figure V.9 : Troisième mode de vibration Vue 3D et vue en plan ($T_3 = 0.66$ s).

- Conclusion :

Parmi les propositions de conception précédentes, nous retenons pour la suite des calculs la deuxième proposition qui donne des modes et des formes propres satisfaisants.

V.6. Vérifications spécifiques pour l'ensemble de la structure :

V.6.1. Vérification de la période de la structure :

- **Estimation de la période fondamentale de la structure :**

La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

Cas	Période à utiliser
T calcul < 1.3Tempirique	T ₀ = T calcul
T calcul > 1.3Tempirique	T ₀ = 1.3 T empirique

Tableau V.6: Valeur de la période (T₀) pour le calcul de l'effort tranchant à la base V

	T empirique (s)	1.3 T empirique (s)	Vérification	T calculé (s)
Sens-X	0.74	0.96	T calcul > 1.3Tempirique	1.05
Sens-Y	0.74	0.96	T calcul < 1.3Tempirique	0.81
Sens-X	1.05 > 0.96			T ₀ = 0.96
Sens-Y	0.81 < 0.96			T ₀ = 0.81

Tableau V.7: vérification de la période.

V.6.2. Vérification de l'effort tranchant à la base :

V.6.2.1. Calcul de force sismique total par la méthode statique équivalent :

D'après (l'art 4.2.3 de RPA2024), la force sismique totale V qui s'applique à la base de

La structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales

Selon la formule :

$$V = \lambda \cdot \frac{S_{ad}}{g}(T_0) \cdot W$$

❖ Calcul de $\frac{S_{ad}}{g}$ dans les deux sens :

Sens-X :

On a : $T_0 = 0.96$ (s)

Donc :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[2.5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \frac{T_2}{T} \quad \text{Si } T_2 \leq T < T_3 \quad \text{selon article 3.3.3 Rpa2024}$$

En fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment Dans notre cas, on est dans une Zone de type **III** et un Groupe d'usage **2**.

Avec :

A	S	I	T _{1s}	T _{2s}	T _{3s}	R	Q _F
0.15	1.30	1	0.05	0.30	1.20	4.5	1.15

Soit :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.15 \cdot 1.1 \cdot 1.30 \cdot \left[2.5 \cdot \frac{1.15}{4.5} \right] \cdot \frac{0.30}{0.96} = 0.040$$

Sens-Y :

On a : $T_0 = 0.81$ (s)

Soit :

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = A.I.S. \left[2.5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \cdot \frac{T_2}{T} \quad \text{Si } T_2 \leq T < T_3 \quad \text{selon article 3.3.3 rpa2024.}$$

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0.15 \cdot 1.1 \cdot 1.30 \cdot \left[2.5 \cdot \frac{1.15}{4.5} \right] \cdot \frac{0.30}{0.81} = 0.046$$

• **Détermination du poids total du bâtiment :**

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

$$W = \sum W_i \quad , \quad \text{Avec : } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes.

W_{Qi} : La charge d'exploitation.

β : Coefficient de pondération donné par le (tableau 4.5 RPA.V.2024).

Pour un bâtiment d'habitation $\beta = 0.20$.

Donc à chaque niveau : $W_i = W_{Gi} + 0.2 W_{Qi}$.

❖ **Le poids total de la bâtiment et donnée par le logiciel ROBOT :**

$$W = \sum W_i = 82168.87 \text{ KN}$$

• **Détermination du coefficient de correction λ :** selon (art 4.2.3 RPA2024).

$\lambda = 0.85$ si $T_0 \leq 2.T_2$ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux

$\lambda = 1$, autrement

Soit :

$0.85 > 2 \times 0.30 = 0.6 \longrightarrow$ conditions non vérifiées.

Donc On trouve :

$$\lambda = 1$$

Sens	$\frac{S_{ad}}{g}$	λ	W (KN)	V _{dyn} (KN)	V _{stat} (KN)
Transversal (X-X)	0.040	1	82168.87	2646.90	3286.75
Longitudinale (Y-Y)	0.046	1	82168.87	3034.80	3779.76

Tableau V.8: Résultats des efforts tranchants à la base.

Vérification :

$V_{dyn} > 0.8 \times V_{stat}$ RPA.V.2024 (art 4.3.6).

Sens	V _{dyn} (KN)	V _{stat} (KN)	0.8 V _{stat} (KN)	Condition
Transversal (X-X)	2646.90	3286.75	2629.40	Vérifiée
Longitudinale (Y-Y)	3034..80	3779.76	3023.80	Vérifiée

Tableau V.9: Récapitulatif résultats de la vérification de l'effort tranchant.

V.6.2.3 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la Structure selon les formules suivantes: RPA2024 (art 4.2.5).

$$V = F_t + \sum_{i=k}^n F_i$$

F_t : force concentrée au sommet de la structure donnée par la formule suivante :

$$\begin{cases} F_t = 0.07 \cdot T \cdot V & \text{Si } T > 0.7 \text{ (s)} \\ F_t = 0 & \text{Si } T \leq 0.7 \text{ (s)} \end{cases}$$

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

$$F_i = \left[\frac{(V - F_t) \cdot W_i \cdot h_i}{\sum_j^n (W_j \cdot h_j)} \right]$$

Avec :

Fi : effort horizontal revenant au niveau i.

hi : niveau du plancher où s'exerce la force i.

hj : niveau d'un plancher quelconque.

Wi : Wj : poids revenant au plancher i, j.

Sens X-X : $T_x = 0.96 \text{ (s)}$; $V_x = 2646.90 \text{ KN}$

$$T_x = 0.96 \text{ (s)} > 0.7 \text{ sec} \longrightarrow F_t = 0.07 \cdot T \cdot V = 0.07 \times 0.96 \times 2646.90 = 177.87 \text{ KN}$$

❖ **Sens Y-Y :** $T_y = 0.81 \text{ (s)}$; $V_y = 3034.80 \text{ KN}$

$$T_y = 0.81 \text{ (s)} > 0.7 \text{ sec} \longrightarrow F_t = 0.07 \cdot T \cdot V = 0.07 \times 0.81 \times 3034.80 = 172.07 \text{ KN}$$

Sens	T (s)	V(KN)	Ft(KN)
X-X	0.96	2646.90	177.87
Y-Y	0.81	3034.80	172.07

Tableau V.10 : Résultats des forces concentrées.

• **Distribution des forces sismiques (sens X) :**

Niveau	Hi	Wi (T)	Wi × hi	Vx-Ft(KN)	Fix(KN)	Vix(KN)
RDC	3.06	6368.52	19487.67	2469.03	27.18	2473.97
1	6.12	6368.52	38975.34	2469.03	54.37	2446.79
2	9.18	6368.52	58463.01	2469.03	81.55	2392.42
3	12.24	6368.52	77950.68	2469.03	108.74	2310.87
4	15.3	6368.52	97438.35	2469.03	135.93	2202.13
5	18.36	6368.52	116926.02	2469.03	163.11	2066.2
6	21.42	6368.52	136413.69	2469.03	190.30	1903.09
7	24.48	6368.52	155901.36	2469.03	217.48	1712.69
8	27.54	6368.52	175389.04	2469.03	244.67	1495.31
9	30.6	6368.52	194876.71	2469.03	271.86	1250.64
10	33.66	6368.52	214364.38	2469.03	299.04	973.78
11	36.72	6368.52	233852.05	2469.03	326.23	674.74

12	39.78	6280.05	249820.38	2469.03	348.51	348.51
			1769858.68			

Tableau V. 11: Distribution des forces sismiques (sens X) au niveau de chaque étage.

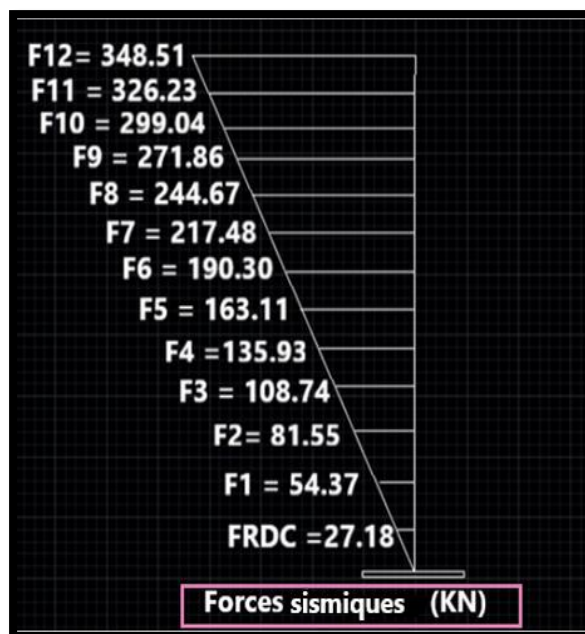


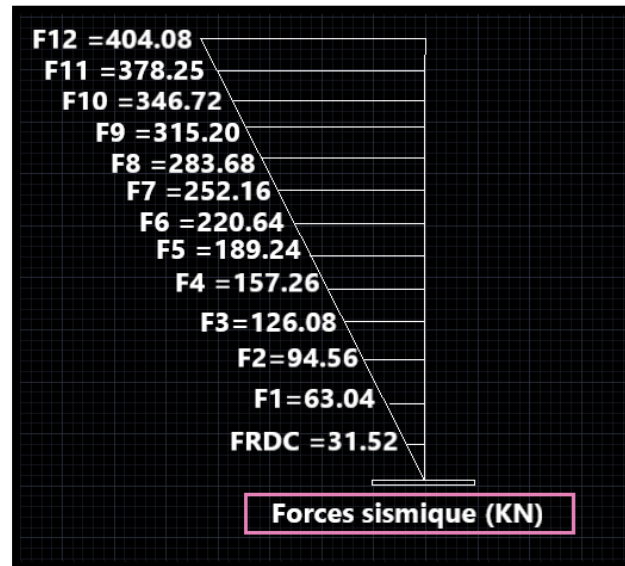
Figure V.10: Distribution de la résultante des forces sismique sens X

• **Distribution des forces sismiques (sensY) :**

Niveau	Hi	Wi (T)	Wi × hi	Vy- Ft(KN)	Fiy(KN)	Viy(KN)
RDC	3.06	6368.52	19487.67	2862.73	31.52	2862.43
1	6.12	6368.52	38975.34	2862.73	63.04	2830.91
2	9.18	6368.52	58463.01	2862.73	94.56	2767.87
3	12.24	6368.52	77950.68	2862.73	126.08	2673.31
4	15.3	6368.52	97438.35	2862.73	157.260	2547.23
5	18.36	6368.52	116926.02	2862.73	189.24	2389.97
6	21.42	6368.52	136413.69	2862.73	220.64	2200.73
7	24.48	6368.52	155901.36	2862.73	252.16	1980.09
8	27.54	6368.52	175389.04	2862.73	283.68	1727.93
9	30.6	6368.52	194876.71	2862.73	315.20	1444.25

10	33.66	6368.52	214364.38	2862.73	346.72	1129.05
11	36.72	6368.52	233852.05	2862.73	378.25	782.33
12	39.78	6280.05	249820.38	2862.73	404.08	404.08
			1769858.68			

Tableau V. 12 : Distribution des forces sismiques (sens-Y) au niveau de chaque étage.



FigureV.10 : Distribution de la résultante des forces sismique sens Y

V.6.2.4.Vérification les déplacements : RPA2024 (art 4.5.2).

Le déplacement horizontal, à chaque niveau "k", de la structure est calculé selon l'équation :

$$\delta_k = R Q_F . \delta_{ek}$$

Où:

δ_{ek} : Déplacement élastique dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k-1", est égal à :

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

Nous allons relever à l'aide de Robot les déplacements à chaque niveau (UX et UY)
(L'article 5.10 du RPA2024).

Les déplacements relatifs latéraux, d'un étage par rapport à l'étage du dessous, tels que calculés selon Eqn : $v_A \Delta k \leq \Delta k_{\text{admissible}}$ réduits en fonction du groupe d'importance au travers du coefficient réducteur v , ne doivent pas dépasser les limites, $\Delta k'$, données dans le Tableau suivant :

Type de Structure	Déplacement limite
Bâtiments en Acier	0.0100 h_k
Bâtiments en Béton Armé	0.0075 h_k
Bâtiment en PAF	0.0050 h_k
Bâtiments en Bois	0.0075 h_k
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	0.0050 h_k
Légende: h_k est la hauteur du niveau « k » Le coefficient réducteur v_A est pris égal à 0.5	

Tableau V.13 : Valeurs limites des déplacements inter-étage

Dans notre cas On a : Bâtiments en Béton Armé.

Donc :

$$\Delta k_{\text{admissible}} = 0.0075 h_k \longrightarrow \Delta k_{\text{admissible}} = 0.0075 \times 3.06 = 0.023 \text{ m} = \mathbf{2.30 \text{ cm}}$$

Etage	$\delta k_x(\text{cm})$	$\Delta x(\text{cm})$	$\delta k_y(\text{cm})$	$\Delta y(\text{cm})$	Δk_{adm} (cm)	$\delta k < \Delta k_{\text{adm}}$
RDC	0,1	0,1	0,1	0,1	2.30	C.V
1	0,2	0,2	0,2	0,1	2.30	C.V
2	0,4	0,2	0,3	0,1	2.30	C.V
3	0,6	0,2	0,5	0,1	2.30	C.V
4	0,8	0,2	0,6	0,2	2.30	C.V
5	1,0	0,2	0,8	0,2	2.30	C.V
6	1,2	0,2	1,0	0,2	2.30	C.V
7	1,4	0,2	1,1	0,2	2.30	C.V
8	1,6	0,2	1,3	0,2	2.30	C.V
9	1,8	0,2	1,4	0,1	2.30	C.V
10	1,9	0,2	1,6	0,1	2.30	C.V
11	2,1	0,1	1,7	0,1	2.30	C.V

12	2,2	0,1	1,8	0,1	2.30	C.V
----	-----	-----	-----	-----	------	-----

Tableau V. 14 : Déplacements absolus pour les deux sens

Donc :

Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de justification de la Sécurité de (Article : 5.10) du RPA2024 est vérifiée.

V.6.3. 5.Vérification vis-à-vis de l'effet (P-Δ) : RPA.V.2024 (art 5.9).

L'effet du second ordre (ou effet de P-Δ) peut être négligé lorsque la condition suivante est

Satisfaire à tous les niveaux :

$$\Theta = \frac{\Delta_K \cdot P_K}{V_K \cdot h_K} < 0.10$$

Avec :

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

$$P_k = \sum_{i=k}^n (G_i + \psi Q_i).$$

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau k : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1. Défini comme : $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

h_k : hauteur du niveau « k ». ;

Selon la valeur de θ_k , il convient de considérer que:

- Si : $(0.10 \leq \theta_k \leq 0.20)$, les effets P-Δ peuvent être pris en compte, de manière Approchée, en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\left(\frac{1}{1-\theta_k} \right)$.
- Si : $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

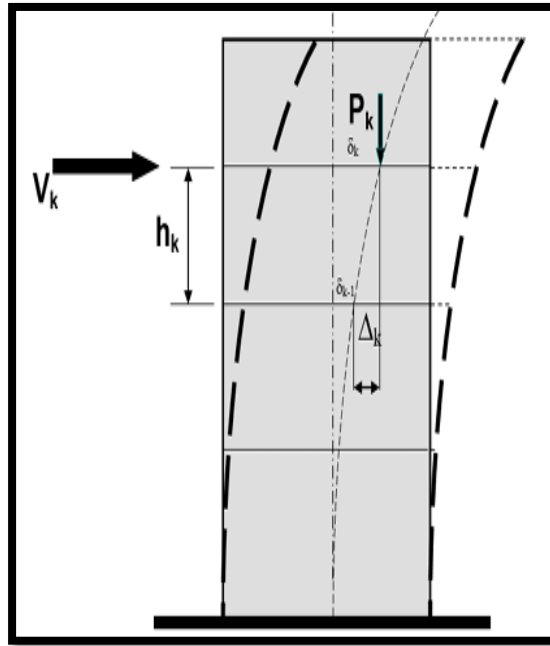


Figure V.11 : Effet (P-Δ)

Etage	h_k	P_k (KN)	Sens X-X			Sens Y-Y		
			Δ_k (m)	V_x (KN)	Θ	Δ_k (m)	V_y (KN)	Θ
RDC	3.06	76333.77	0,06101	2473.97	0.086	0,0490	2862.43	0
1	3.06	69965.25	0,0.112	2446.79	0.041	0,088	2830.91	0.034
2	3.06	63596.73	0,1287	2392.42	0.027	0,1012	2767.87	0.022

3	3.06	57228.21	0,1348	2310.87	0.019	0,1069	2673.31	0.016
4	3.06	50859.69	0,1378	2202.13	0.015	0,110	2547.23	0.012
5	3.06	44491.17	0,1390	2066.2	0.011	0,112	2389.97	0.099
6	3.06	38122.65	0,1382	1903.09	0.092	0,113	2200.73	0.078
7	3.06	31754.13	0,1352	1712.69	0.07	0,111	1980.09	0.060
8	3.06	25385.61	0,129	1495.31	0.05	0,107	1727.93	0.044
9	3.06	19017.09	0,122	1250.64	0.03	0,099	1444.25	0.031
10	3.06	12648.57	0,111	973.78	0.023	0,088	1129.05	0.020
11	3.06	6280.05	0,0971	674.74	0.011	0,072	782.33	0.009
12	3.06	0	0,0836	348.51	0	0,063	404.08	0

Tableau V.15 : Vérification de l'effet P-Δ pour les deux sens.

On remarque que les valeurs de Θ inférieure à 0.1 donc l'effet P-Δ n'a pas d'influence sur la structure.

V.6.2.6. Vérification au renversement : RPA.V.2024 (art.4.5.1)

La vérification se fera pour les deux sens (longitudinal et transversal) avec la relation suivante:

$$\frac{M_s}{M_r} > 1.5$$

M_r : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales.

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

Ms : moment stabilisateur provoqué par les charges verticales.

$$M_s = W \times \frac{L}{2}$$

W : Le poids total de la structure.

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

		Sens X-X		Sens Y-Y	
Etage	h _i (m)	F _{ix} (KN)	F _{ix} × h _i	F _{iy} (KN)	F _{iy} × h _i
RDC	3.06	27.18	83.17	31.52	96.45
1	6.12	54.37	332.74	63.04	385.80
2	9.18	81.55	748.629	94.56	868.06
3	12.24	108.74	1330.97	126.08	1543.21
4	15.3	135.93	2079.72	157.260	2406.07
5	18.36	163.11	2994.69	189.24	3474.44
6	21.42	190.30	3433.62	220.64	4726.10
7	24.48	217.48	5323.91	252.16	6172.87
8	27.54	244.67	6738.21	283.68	7812.54
9	30.6	271.86	8172.11	315.20	9645.12
10	33.66	299.04	9886.26	346.72	11670.59
11	36.72	326.23	11979.16	378.25	13889.34
12	39.78	348.51	13744.38	404.08	16074.30
Mr = ∑ f _i + h _i			54868.4		78764.89

Tableau V. 16 : Moment de renversement provoqué par les charges horizontales pour les deux sens.

• **Sens X-X :**

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

$$L = 25 \text{ (m)} \longrightarrow L/2 = 12.5 \text{ (m)}$$

$$W = 82168.87 \text{ KN.m}$$

$$M_s = 82168.87 \times 12.5 = 103039.39 \text{ KN. m}$$

	Ms	Mr	Ms/Mr	Observation
Sens X-X	103039.39	54868.4	1.87	Condition vérifiée
Sens Y-Y	103039.39	78764.89	1.30	Condition vérifiée

Tableau V.17 : vérification de moment de renversement .

V.7. Caractéristique géométrique et massique :

V.7.1. Centre de masse :

La détermination du centre de gravité des masses est basée sur le calcul des centres des masses de chaque élément de la structure (acrotère, poteaux, poutres, plancher, escalier, voiles, balcons, maçonnerie extérieure, ...etc.).

Les coordonnées du centre de gravité des masses est données par :

$$X_G = \frac{\sum M_i X_i}{\sum M_i}, \quad Y_G = \frac{\sum M_i Y_i}{\sum M_i}$$

Avec :

M_i : masse de l'élément considéré.

X_i, Y_i : coordonnées du centre de gravité de l'élément i par rapport au repère globale.

V.7.2. Centre de torsion :

Le centre de torsion est le centre des rigidités des éléments de contreventement du bâtiment.

Autrement dit, c'est le point par lequel passe la résultante des réactions des voiles, et des Poteaux.

Les coordonnées du centre des rigidités peut être déterminé par les formules ci-après :

$$X_{ct} = \frac{\sum L_{xi} . X_j}{\sum L_{xj}} ; \quad Y_{ct} = \frac{\sum L_{yi} . y_j}{\sum L_{yj}}$$

X_{CT}, Y_{CT} : Coordonnées du centre de rigidité (ou de torsion.)

Avec :

I_{xi} : Inertie de l'élément i dans le sens y.

X_i : Abscisse de l'élément **I_{yi}**.

I_{yi} : Inertie de l'élément i dans le sens x.

Y_i : Ordonnée de l'élément **I_{xi}**.

V.7.3.L'excentricité théorique et accidentelle :

- **L'excentricité théorique :**

L'excentricité est la distance entre le centre de masse et le centre de torsion, donnée par les

Formules suivant :

$$e_x = X_{CT} - X_{CM} \quad , \quad e_y = Y_{CT} - Y_{CM}$$

- **L'excentricité accidentelle :**

L'excentricité exigée par le **RPA .V.2024. (art4.2.7)** est de 5% de la plus grande dimension

En plan du bâtiment :

$$e_{ax} = 0.05 L_x \quad \text{avec : } L_x = 25 \text{ m} \quad e_{ax} = 1.25 \text{ m.}$$

$$e_{ay} = 0.05 L_y \quad \text{avec : } L_y = 25 \text{ m} \quad e_{ay} = 1.25 \text{ m.}$$

L'excentricité à prendre dans le calcul :

L'excentricité à prendre dans le calcul :

- $e_x = 1.25 \text{ m.}$
- $e_y = 1.25 \text{ m.}$

Le tableau suivant résume les résultats :

Etage	W (KN)	Position de centre de masse		Position de centre de torsion		Excentricité	
		X _G (m)	Y _G (m)	X _{CR} (m)	Y _{CR} (m)	E _X (m)	E _Y (m)
RDC	6368.52						
1	6368.52	18.29	9.54	19.54	10.79	1.25	1.25

2	6368.52	18.29	9.54	19.54	10.79	1.25	1.25
3	6368.52	18.29	9.54	19.54	10.79	1.25	1.25
4	6368.52	18.29	9.54	19.54	10.79	1.25	1.25
5	6368.52	18.29	9.54	19.54	10.79	1.25	1.25
6	6368.52	18.29	9.54	19.54	10.79	1.25	1.25
7	6368.52	18.29	9.54	19.54	10.79	1.25	1.25
8	6368.52	18.29	9.54	19.54	10.79	1.25	1.25
9	6368.52	18.29	9.54	19.54	10.79	1.25	1.25
10	6368.52	18.29	9.54	19.54	10.79	1.25	1.25
11	6368.52	18.29	9.54	19.54	10.79	1.25	1.25
12	6280.05	18.35	9.57	19.54	10.74	1.20	1.19

Tableau V. 18 : Les résultats des différents centres de gravité et de rigidité.

V.7.3.Vérification de l'effort normal réduit : RPA.V.2024 (art 7.1.3).

Il est exigé de faire la vérification à l'effort normal réduit pour éviter l'écrasement de la

Section du béton après modélisation et cela par la formule suivante :

$$V = \frac{Nd}{Bc \times Fcj} < 0.4$$

Nd : Désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton.

Bc : Est l'aire (section brute) de cette dernière.

fcj : Est la résistance caractéristique du béton 25 MPA

Combinations	Bc (cm ²)	Nd (KN)	V	Observation
G+0.30Q+EX-0.30EY	50 × 55	2718,61	0.38	Condition vérifiée
G+0.30Q-EX-0.30EY	50 × 55	720.07	0.10	Condition vérifiée

Tableau V. 19: Vérification des efforts normaux réduits.

- Les dimensions finales des éléments principales :

Elément	Epaisseur (cm)	Section (cm ²)
poteaux	/	(50 ; 55)
Poutres principales	/	(30 ; 50)
Poutres secondaires	/	(40 ; 50)
Voiles	15	

Tableau V. 20 : Les dimensions finales des éléments principales.

Conclusion :

Après tous ces contrôles, nous pouvons dire que notre structure est une structure parasismique. Les résultats obtenus pour le logiciel ROBOT 2025 (différentes sollicitation des éléments principaux) seront utilisés pour calculer les armatures de ces éléments ce qui va venir dans notre prochain chapitre (calcul des éléments principaux).

CHAPITRE VI :
FERRAILLAGE DES
ELEMENT
STRUCTURAUX

VI.1.Introduction :

La structure est un ensemble tridimensionnel des poteaux, poutres et voiles, liés rigidement et capables de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales (ossature auto stable). Pour pouvoir ferrailer les éléments de la structure, on a utilisé l'outil informatique à travers le logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis), qui permet la détermination des différents efforts internes de chaque section des éléments pour les différentes combinaisons de calcul.

Leurs ferraillements doivent être réalisés de façon à résister aux combinaisons des différentes actions en considérant les combinaisons les plus défavorables.

VI.2.Combinaisons d'actions :

Après la détermination des sollicitations M, N et T, on procède au ferraillement avec les combinaisons les plus défavorables à savoir :

- ❖ **Selon BAEL91 (art. 6.1.2)** (La combinaison fondamentale) :

$$\text{ELU} : 1,35G + 1.5Q$$

$$\text{ELS} : G + Q$$

- ❖ **Selon RPA 2024** : ce sont des combinaisons qui prennent en considération les charges sismiques E

G+0.30Q-EX-0.30EY
G+0.30Q+EX-0.30EY
G+0.30Q-0.30EX-EY
G+0.30Q+0.30EX+EY
G+0.30Q+0.30EX-EY
G+0.30Q-0.30EX+EY
G+0.30Q+EX+0.30EY
G+0.30Q-EX-0.30EY

VI.3.Ferraillement des poteaux :**VI.3.1.Introduction :**

Les poteaux sont soumis aux efforts suivants :

- Effort normal (N).
- Effort tranchant (T).
- Moment fléchissant (M).

- ◆ Donc ils doivent être ferrailés en flexion composée.

➤ Coefficients de sécurité et Caractéristiques mécaniques :

Situation	Béton			Acier (TYPE 1 FeE400)		
	γ_b	F_{c28} (Mpa)	γ_b	F_{c28} (Mpa)	γ_b	F_{c28} (Mpa)
Durable	1,20	25	14,2	1,15	400	348
accidentelle	1,20	25	18.5	1	400	400

Tableau VI. 1: Coefficient de sécurité et caractéristiques

VI.3.2. Recommandations du RPA.V.2024 : (art7.4.2)

D'après le **RPA.V. 2024**(article 7.4.2) les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets.

a) Armatures longitudinales :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- A_{min} 0.9% de la section de béton (en zone III).
- A_{max} 4% $b \times h$ en (zone courante).
- A_{max} 8% $b \times h$ en (zone de recouvrement).
- $\Phi_{min} = 12$ mm (diamètre minimale utilisé pour les barres longitudinales) .
- La longueur minimale des recouvrements (L_{min}) est de **50 Φ** en zone III.
- La distance (**St**) entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas Dépasser **20** cm en zone III.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites, si possible, à l'extérieur des zones nodales (Zones critiques).
- La zone nodale est constituée par le nœud poteau-poutre, proprement dit, et les extrémités des éléments (poutres et poteaux) qui y concourent Les longueurs à prendre en compte, pour chaque barre, sont données par la figure (VI.1).

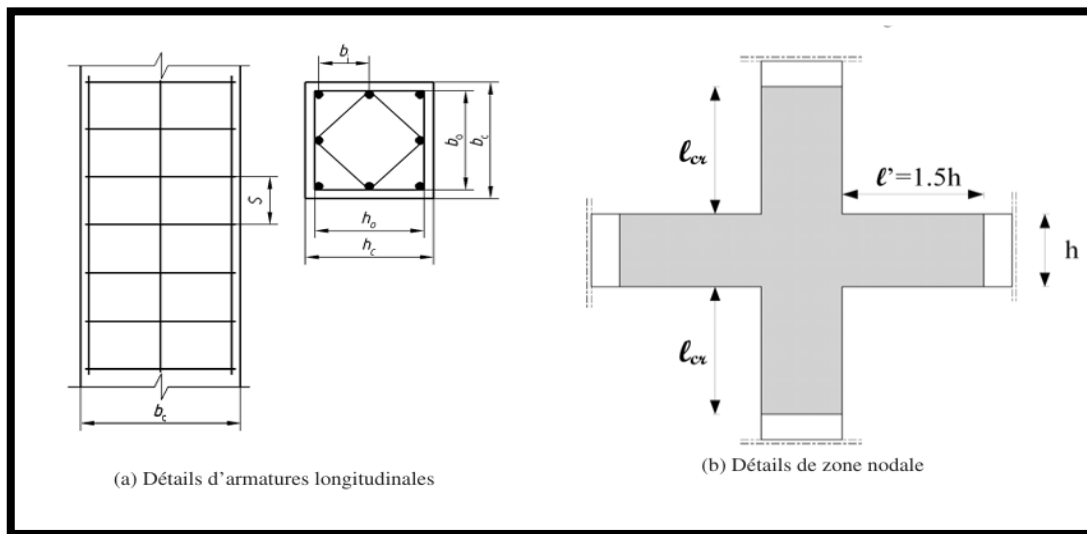


Figure VI.1 : Détails d'armatures longitudinales et Détails de zone nodale

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 : $St \leq \min (15 \phi l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$.

3/ La quantité des armatures transversales $\frac{At}{St \cdot bl}$ 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'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

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.V.2024 (art 7.4.2) :

1/ Les armatures transversales des poteaux sont calculées par la formule :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- **A_t** : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.
- **V_u** : effort tranchant de calcul.

- h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_a = 2.75 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$
- t : espacement des armatures transversales.

- dans la zone nodale (zone critique) :

$$t \leq \min(10.\phi_l; 12.5 \text{ cm}) : \text{en zones I, II et III}$$

- dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi_l : \text{en zones I, II et III}$$

ϕ_l : plus petit diamètre utilisé parmi les armatures longitudinales.

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} : M_{\text{correspondant}} \\ N_{\min} : M_{\text{correspondant}} \\ M_{\max} : N_{\text{correspondant}} \end{array} \right.$$

VI.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 moments fléchissant M_y et M_z .

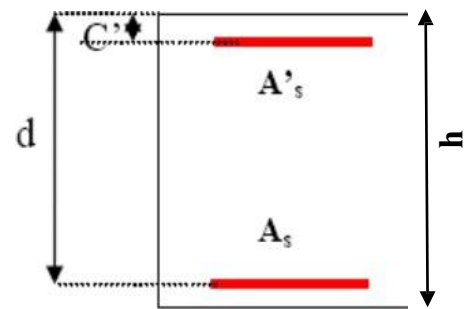


Figure.VI.2 : schéma de poteaux

- L'enrobage :

$C \geq C_0 + \phi/2$ où $C_0 = 1 \text{ cm}$ (fissuration peu préjudiciable) BAEL91 A.7.1.

$$\phi = \frac{h}{10} = \frac{55}{10} = 5.5 \text{ cm} \longrightarrow C \geq 1 + \frac{5.5}{2} = 3.75 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $C = 4 \text{ cm}$

$$h = 55 \text{ cm} ; c = 4 \text{ cm} ; d = 51 \text{ cm} ; d = h - c = 55 - 4 = 51$$

VI.3.4. Les sollicitations dans les poteaux :

♦ Poteaux de section : (50 ; 55) cm²

Tableaux VI.1 : les résultats des efforts et des moments pour chaque combinaison		
ELU	M_{corr}^y	14.39
	M_{corr}^z	-17.18
ELS	N_{MAX} (KN)	1933.78
	M_{corr}^y (KN .m)	10.35
	M_{corr}^z	-12.67
G+0.30Q+EX+0.30EY	N_{max} (KN)	2768.50
	M_{corr}^y (KN .m)	13.58
	M_{corr}^z	-9.73
G+0.30Q+0.30EX-EY	N_{min} (KN)	-1343.78
	M_{corr}^y (KN .m)	-16.89
	M_{corr}^z (KN .m)	10.99

a) Cas 1 E.L.U:

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{MAX}} = 2718.61 \text{ KN.m} \\ M_{\text{corr}}^y = 14.39 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

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_2 : Excentricité due aux effets du second ordre.

e_a : Excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales (Après exécution).

$$e_0 = \frac{M_{corr}^y}{N_{MAX}} = \frac{14.39}{2718.61} = \mathbf{0.0052 \text{ m}}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{255} \right) \longrightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{3.06}{255} \right) = \mathbf{0.02 \text{ m}}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0052 + 0.02 = \mathbf{0.0252 \text{ m}}$$

On peut considérer les effets du second ordre d'une manière forfaitaire Si :

$$L_f < \max \left(15 ; \frac{20 \times e_1}{h} \right)$$

Avec :

l : hauteur totale du Poteau.

L_f : longueur de flambement du poteau.

$$L_f = 0,7 \times L_0 = 0,7 \times 3.06 = \mathbf{2.142 \text{ m}}$$

$$\frac{L_f}{h} = 3.89 \text{ m} < \max \left(15 ; \frac{20 \times 0.0265}{0.55} = 0.96 \text{ m} = 9.60 \text{ m} \right) \longrightarrow \mathbf{3.89 < 15 \text{ condition vérifiée.}}$$

Donc : les effets du second ordre doivent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$\lambda < \sqrt{12} \times \frac{L_f}{h} \longrightarrow \lambda = \mathbf{13.47}$$

$$\text{Alors } \lambda \leq 50 \longrightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{13.47}{35} \right)^2} = \mathbf{0.83}$$

\emptyset : Généralement égal à 2.

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.00915 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.00915 + 0.0252 = 0.0343 \text{ m} = 3.43 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2718.61 \times 0.0343 = 93.24 \text{ KN.m}$$

➤ Les efforts corrigés seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{MAX}} = 2718.61 \text{ KN.m} \\ M_{\text{Corrigé}} = 93.24 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$A = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.04) \times 0.50 \times 0.55 \times 14.2$$

$$A = 0.5972.69 \text{ MN.m}$$

$$B = (N_U \times d - c) - M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times (d - \frac{h}{2} + e) = 2718.61 \times (0.51 - \frac{0.55}{2} + 0.0343) = 732.12 \text{ KN.m.}$$

$$B = (2718.61 \times (0.51 - 0.04) - 734.02) \times 0.001 = 0.545 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.545 \text{ MN.m}$$

❖ $A > B$ Donc la section est partiellement comprimée.

$$\bar{\sigma}_b = 14.2 \text{ MPA} ; \bar{\sigma}_s = 348 \text{ MPA}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{732120}{14.2 \times 50 \times 51^2} = 0.389 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.389)}) = 0.661$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.661) = 0.73$$

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{732120}{348 \times 0.73 \times 51} = 56.50 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 56.50 - \frac{2718.61}{100 \times 348} \times 10^3 = -21.62 \text{ cm}^2$$

Alors $A=0 \longrightarrow$ Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on n'a pas besoin de armatures de compression.

b) Cas 2: G+0.30Q+EX+0.30EY _

❖ Les efforts seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\max} = 2768.50 \text{ KN} \\ M_{\text{corr}} = 13.58 \text{ KN.m.} \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}^y}{N_{\text{MAX}}} = \frac{13.58}{2768.50} = 0.0049 \text{ m} = 0.49 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{255} \right) \longrightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{3.06}{250} \right) = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0049 + 0.02 = 0.0294 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.00915 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.00915 + 0.040 = 0.058 \text{ m} = 5.8 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 2768.50 \times 0.058 = 160.57 \text{ KN.m}$$

➤ Les efforts corrigés seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{MAX}} = 2768.50 \text{ KN.m} \\ M_{\text{Corrigé}} = 160.57 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$A = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.04) \times 0.50 \times 0.55 \times 18.5$$

$$A = 0.8391 \text{ MN.m}$$

$$B = (N_u \times d - c) \cdot M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = (2768.50) \times \left(0.51 - \frac{0.55}{2} + 0.058 \right) = 811.17 \text{ KN.m}$$

$$B = (2768.50 \times (0.51 - 0.04) - 811.17) \times 0.001 = 0.490 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.490 \text{ MN.m}$$

❖ $A > B$ Donc la section est partiellement comprimée.

➤ situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_b = 18 \text{ Mpa} ; \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Map}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{811170}{18.5 \times 50 \times 51^2} = 0.337 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.337)}) = 0.536$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.536) = 0.78$$

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{811170}{400 \times 0.78 \times 51} = 50.97 \text{ cm}^2$$

$$A = A_f - \frac{N_t}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 50.97 - \frac{2768.50}{100 \times 400} \times 10^3 = -18.24 \text{ cm}^2$$

Alors $A=0 \rightarrow$ Donc la section du béton résiste aux efforts de compression et on pas besoin à des armatures de compression.

Cas : : G+0.30Q+0.30EX-EY

❖ Les efforts seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\min} = -1343.94 \text{ KN.} \\ M_{\text{corr}} = -16.89 \text{ m.} \end{array} \right.$$

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}^y}{N_{\text{MAX}}} = \frac{16.89}{1343.89} = 0.0125 \text{ m} = 1.12 \text{ cm}$$

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{L}{255} \right) \longrightarrow e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{3.06}{255} \right) = 0.02 \text{ m}$$

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0125 + 0.02 = 0.032 \text{ m}$$

$$e_2 = \frac{3 \times l f^2}{10^4 \times h} \times (2 + \alpha \times \emptyset) = \frac{3 \times 2.142^2}{10^4 \times 0.55} \times (2 + 0.83 \times 2) = 0.00915 \text{ m}$$

$$e = e_1 + e_2 = 0.00915 + 0.032 = 0.0411 \text{ m} = 4.11 \text{ cm}$$

$$M_{\text{corrigé}} = N_{\text{utm}} \times e = 1343.94 \times 0.0411 = 55.23 \text{ KN.m}$$

Les efforts corrigés seront :

$$\left\{ \begin{array}{l} N_{\text{MAX}} = -1343.94 \text{ KN.m} \\ M_{\text{Corrigé}} = 55.23 \text{ KN.m} \end{array} \right.$$

$$A = (0.337 \cdot h - 0.81 \cdot c) \cdot b \cdot h \cdot \sigma_b = (0.337 \times 0.55 - 0.81 \times 0.04) \times 0.50 \times 0.55 \times 18.5$$

$$A = 0.8391 \text{ MN.m}$$

$$B = (N_u \times d - c) \cdot M_{ua}$$

$$M_{ua} = N_u \times \left(d - \frac{h}{2} + e \right) = (1343.94) \times \left(0.51 - \frac{0.55}{2} + 0.0411 \right) = 371.06 \text{ KN.m}$$

$$B = (1343.94 \times (0.51 - 0.04) - 371.06) \times 0.001 = 0.206 \text{ MN.m}$$

$$B = 0.206 \text{ MN.m}$$

❖ $A > B$ Donc la section est partiellement comprimée.

➤ Situation accidentelle :

$$\bar{\sigma}_b = 18.5 \text{ Mpa} ; \bar{\sigma}_s = 400 \text{ Map}$$

$$\mu = \frac{Mu}{\sigma_b \times b \times d^2} = \frac{371060}{18.5 \times 50 \times 51^2} = 0.154 < \mu_l = 0.392$$

La section est simplement armée.

$$\alpha = 1.25 (1 - \sqrt{1 - 2(0.154)}) = 0.210$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4(0.210) = 0.91$$

$$A_f = \frac{Ma}{\bar{\sigma}_s \times \beta \times d} = \frac{371060}{400 \times 0.91 \times 51} = 19.98 \text{ cm}^2$$

$$A_f = A_f - \frac{N}{100 \times \bar{\sigma}_s} = 19.98 + \frac{1343.94}{100 \times 400} = 53.57 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification des sections : RPA.7.4.2, 1**

1-Le pourcentage minimal d'armatures :

$$A_{s \min} = 0.9\%(b \cdot h) \text{ (zone III).}$$

$$A_{s \min} = 0.009 \times 50 \times 55 = 24.75 \text{ cm}^2$$

2-Le pourcentage maximal en zone de courante :

$$A_{s \max} = 4\%(b \cdot h)$$

$$A_{s \max} = 0.04 \times 50 \times 55 = 110 \text{ cm}^2$$

3-Le pourcentage maximal en zone de recouvrement :

$$A_{s \max} = 8\%(b \cdot h) \gg$$

$$A_{s \max} = 0.08 \times 50 \times 55 = 220 \text{ cm}^2$$

Niveaux	Section du poteau (cm ²)	A _{calculer} (cm)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{max} RPA (cm ²)	
				Zone courant	Zone de recouvrement
Poteau rectangulaire	50 × 55	53.57	24.75	110	220

Tableau VI.3 : les vérifications des sections

➤ Condition de non fragilité : BAEL91 art A.4.2

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \times \frac{e_0 - 0.45 d}{e_0 - 0.185 d} = 0.23 \times 50 \times 51 \times \frac{2.1}{400} \times \frac{0.0125 - 0.45 (51)}{0.0125 - 0.185 \times 51} = 7.49 \text{ cm}$$

	A _{cal} (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _{RPA} (cm ²)	A _{adop} (cm ²)
ELU	0	7.49	24.75	12HA25 = 58.92
G+0.30Q+0.30EX-EY	53.57			
G+0.30Q+EX+0.30EY	0			

Tableau .VI .4 : choix des sections d'armature

c) Vérification vis-à-vis de l'E.L.S :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poteaux à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

➤ Les contraintes sont calculées à l'ELS sous les

sollicitations de (N_{ser} , M_{ser}) La fissuration est considérée peu nuisible donc il faut vérifier les contraintes dans la section de l'acier.

- La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- La contrainte d'acier est limitée par : $\bar{\sigma}_s = 400 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} M_{ser} = 10.35 \text{ (KN.m)} \\ N_{ser} = 1933.78 \text{ (KN.m)} \end{cases}$$

$$e_0 = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{10.35}{1933.78} = 0.00535 \text{ m} = 0.535 \text{ cm}$$

$$e_0 = 0.535 < \frac{h}{6} = \frac{55}{6} = 9.17 \text{ cm}$$

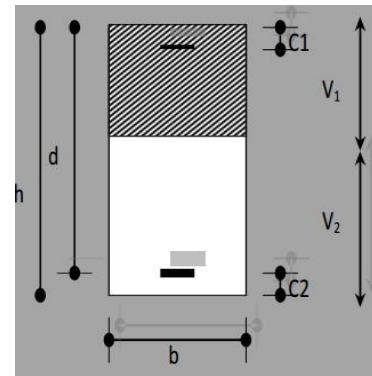


Figure VI.3 : schéma de poteaux

- La section est entièrement comprimée et il faut vérifier que $\sigma_b < 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$ Nous avons les notions suivantes :

$$B_0 = b \times h + 15 (A_1) = 50 \times 55 + 15(53.57) = 3553.55 \text{ cm}$$

$$v_1 = \frac{1}{B_0} \left[\frac{b \times h^2}{2} + 15 (A_1 c + A_2 d) \right] = \frac{1}{3553.55} \left[\frac{50 \times 55^2}{2} + 15 (26.78 \times 4 + 26.78 \times 51) \right] = 27.50 \text{ cm}$$

$$v_2 = h - v_1 = 55 - 27.50 = \mathbf{27.50 \text{ cm}}$$

$$I_{XX} = \frac{b}{3} (v_1^3 + v_2^3) + 15 (A_1(v_1 - c_1)^2 + A_2(v_2 - c_2)^2)$$

$$I_{XX} = \frac{50}{3} (27.55^3 + 27.55^3) + 15 (26.78 (27.50 - 4)^2 + 26.78(27.50 - 4)^2) = \mathbf{8759064.17 \text{ cm}^2}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}}$$

M_G : Moment de flexion par rapport au centre de gravité de la section rendue homogène.

D'après logiciel robot $M_G = 1725 \text{ N.M}$

$$\sigma_0 = \frac{N_{ser}}{100.B_0} = \frac{1933780}{100 \times 3553.55} = \mathbf{5.44 \text{ MPA}}$$

$$K = \frac{M_G}{I_{XX}} = \frac{1725}{8759064.17} = \mathbf{0.00019}$$

$$\sigma_b = \sigma_0 + k + v_1 = 5.44 + 0.00019 \times 27.50 = \mathbf{5.48 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_b = \mathbf{5.48 \text{ MPA} < 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}}$$

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 :

$$\sigma_s^1 = 15 [\sigma_0 + k (v_1 - c')] = 15 [5.48 + 0.0018 (27.5 - 4)] = \mathbf{82.14 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_s^2 = 15 [\sigma_0 - k (d - v_1)] = 15 [5.48 - 0.0018 (51 - 27.5)] = \mathbf{82.13 \text{ MPA}}$$

$$\sigma_s^1 = 82.14 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = \text{FE400} = 400 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

$$\sigma_s^1 = 82.13 \text{ MPA} \leq \bar{\sigma}_s = \text{FE400} = 400 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

♦ 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.

D'après logiciel robot On a :

$$V_{\max} = \mathbf{714.28 \text{ KN}}$$

Vérification de la contrainte de cisaillement :

$$\tau = \frac{V}{b.d} = \frac{714.28 \times 10^3}{500 \times 510} = \mathbf{2.80 \text{ MPA}}$$

Selon RPA.V.2024 (art 7.4.1.) :

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28}$$

λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

$$\lambda_g = \min (l_f / a ; l_f / b) = \lambda_g = \min (2.142 / 0.50 ; 2.142 / 0.55). \lambda_g = \min (3.98 ; 4.28)$$

Donc :

$$\lambda_g = 3.98$$

D'après le RPA .V.2024 :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho_d = 0.3\% \text{ si : } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_d = 0.8\% \text{ si : } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

Dans notre cas : $\lambda_g = 3.98 \longrightarrow 3 < \lambda_g < 5$

On prend $\rho_d = 0.55\%$

$$\bar{\tau}_{bu} = \rho_d \times f_{c28} = 0.055 \times 25 = 1.37 \text{ MPa}$$

$$\tau = \min \left(0.2 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau = 2.37 \text{ MPa} < \bar{\tau}_{bu} = 1.37 \text{ MPa} \longrightarrow \text{la condition est non vérifiée.}$$

$$\tau = 2.37 \text{ MPa} < \bar{\tau} = 3.33 \text{ MPa} \longrightarrow \text{la condition est vérifiée}$$

• Calcul d'armature transversale:

Selon (RPA99.V.2024 art 7.4.2.2) les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e}$$

Avec :

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale.
- V_u : effort tranchant de calcul.
- h_1 : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.
- f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
- ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant.

$$\left\{ \begin{array}{ll} \rho_a = 2.75 & \text{Si } \lambda_g \geq 5 \\ \rho_a = 3.75 & \text{Si } \lambda_g \leq 5 \end{array} \right.$$
- λ_g : l'élancement géométrique du poteau.

• $\lambda_g = \min \left(\frac{L_f}{a} ; \frac{L_f}{b} \right)$

- **a et b** : dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation.
- **l_f** : longueur de flambement du poteau ($l_f = 0.7 L$).
- $\lambda_g = \min \left(\frac{2.142}{0.50} = 3.98 ; \frac{2.142}{0.55} = 4.28 \right) \longrightarrow \lambda_g = 3.98 \longrightarrow \rho_a = 3.75$

- **t** : espacement des armatures transversales.

D'après RPAV.2024. (Art.7.4.2.2).

- dans la zone nodale (zone critique) :

$$t \leq \min (10.\phi_l; 12.5 \text{ cm}) : \text{en zones I, II et III}$$

ϕ_l = est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

$$t \leq \min (10 \times 1.2; 12.5 \text{ cm}) = t \leq \min (12 ; 12.5 \text{ cm})$$

On prend : **t = 12 cm**

- dans la zone courante :

$$t' \leq 15\phi_l : \text{en zones I, II et III}$$

$$t' \leq 15 \times 1.2 = 18 \text{ cm}$$

On prend : **t' = 18 cm**

❖ **En zone nodale :**

$$A_t = \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_1 \cdot f_e} \cdot t = \frac{3.75 \times 714180}{55 \times 400} \times 0.12 = 14.60 \text{ cm}^2$$

Soit **6HA20=18.84cm²**

Vérification des cadres des armatures minimales :

D'après RPA99 (7.4.2.2)

La quantité d'armatures transversales minimale :

$$\frac{A_t}{S_{t.b}} (\%) \quad \left\{ \begin{array}{l} 0.3\% \text{ si : } \lambda_g \geq 5 \\ 0.8\% \text{ si : } \lambda_g \leq 3 \\ \text{Interpoler entre les 2 valeurs limites précédentes si : } 3 < \lambda_g < 5 \end{array} \right.$$

- **dans la zone nodale (zone critique)** : $s_t = 12 \text{ cm}$

$$\frac{A_t}{S_{t.b}} > 0.55 (\%) \quad A_t = 0.003 \times 12 \times 50 = 1.8 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée.}$$

- Dans la zone courant : $S_t = 20$ cm

$$\frac{A_t}{S_t \cdot b} > 0.55 (\%) \quad A_t = 0.003 \times 20 \times 50 = 3 \text{ cm}^2 \text{ Alors la condition est vérifiée}$$

BAEL91 : (art A.8.1, 3)

- 1) Le diamètre des armatures transversales : $\Phi_t \geq \frac{\Phi_l}{3}$

$$\Phi_t = 1.2 \text{ cm}$$

$$\Phi_t = 12 \geq \frac{20}{3} = \Phi_t \geq \frac{20}{3} = 6.66 \text{ mm} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

- 2) leur espacement : $S_t \leq \min (15 \phi_l ; 40 \text{ cm} ; a + 10 \text{ cm})$

$$S_t = 20 \leq \min (30 \text{ cm} ; 40 \text{ cm} ; 65 \text{ cm}) \longrightarrow \text{Condition Vérifiée.}$$

d) Présentation du ferrailage des poteaux:

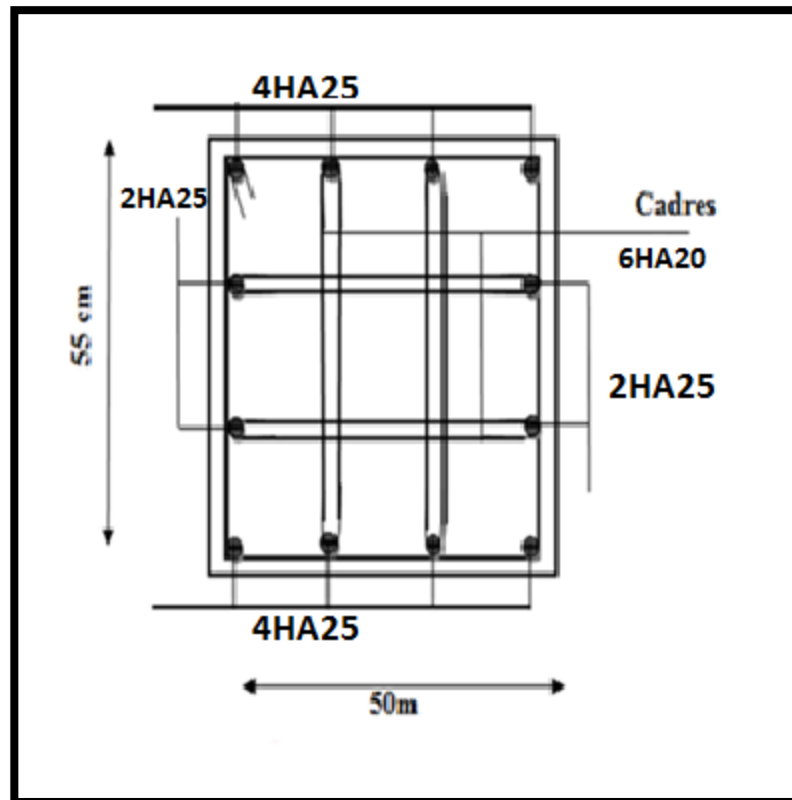


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage des poteaux.

VI.4.Ferraillage des poutres :

VI.4.1Introduction :

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 .Version.2024** pour la vérification.

VI.4.2. Combinaisons des charges :

✓ **Combinaisons donné par BAEL.91 :**

♦ **Situation accidentelle :**

$$\left\{ \begin{array}{ll} 1,35 G + 1,5 Q & \text{ELU} \\ G + Q & \text{ELS} \end{array} \right.$$

✓ **Combinaisons donné par RPA 2024:**

♦ **Situation accidentelle :**

G+0.30Q-EX-0.30EY
G+0.30Q+EX-0.30EY
G+0.30Q-0.30EX-EY
G+0.30Q+0.30EX+EY
G+0.30Q+0.30EX-EY
G+0.30Q-0.30EX+EY
G+0.30Q+EX+0.30EY
G+0.30Q-EX-0.30EY

VI.4.3.Recommandations du RPA .V. 2024(art 7.5.2):

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 50Ø en zone III.
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°.

VI.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 chaînage (poutre secondaire).

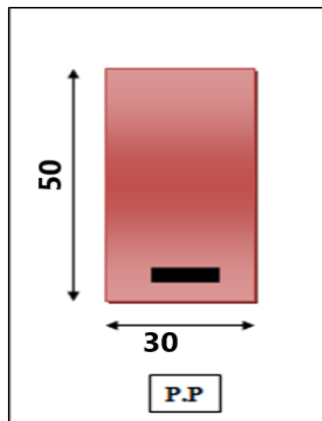
1- Les poutres principales (30×50) :

Figure VI.5: section de Poutre principal.

$$h = 50 \text{ cm} \quad ; \quad c = 4 \text{ cm} \quad ; \quad d = h - c = 50 - 4 = 46 \quad ; \quad d = 46 \text{ cm}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

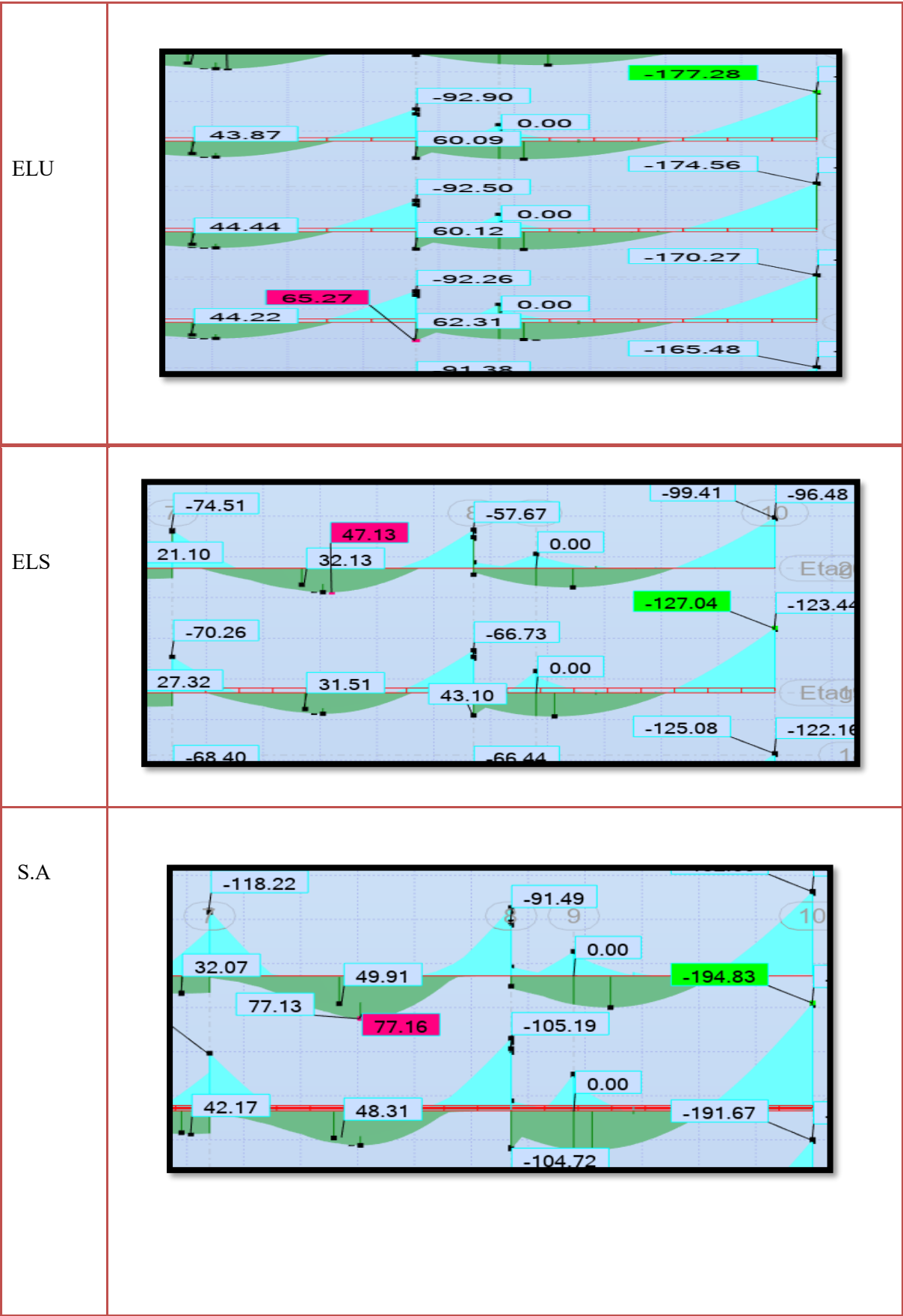


Figure VI.6 : résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

	ELU		ELS		Situation accidentelle	
Moment (KN.m)	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt
Poutre .principale	-177.28	65.27	-127.04	47.12	-194.83	77.16

Tableau VI.5 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque

a) Calcul du ferrailage :

❖ **En appuis :**

✓ **Situation accidentelle :**

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

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

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

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Tableau Récapitulatif :

	M (KN,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	A	β	A (cm ²)
Appuis	194.83	0.165	C.V	0.226	0.90	11.76

❖ **En travée :**

✓ **(Situation Accidentelle)**

Tableau Récapitulatif :

	M (KN,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	A	B	A (cm ²)
Travée	77.16	0.065	C.V	0.084	0.96	4.36

b) Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL

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

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

$$A^{BAEL} \geq 0.23 \times 30 \times 46 \times \frac{2.1}{400} = 1.66 \text{ cm}$$

- Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 30 \times 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

- RPA.V.2024 :

Pourcentage d'acier exigé par le RPA.V.2024:

- ♦ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPA} = 0.005 \times h \times b$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.005 \times 30 \times 50 = 7.5 \text{ cm}^2$$

- ♦ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0.04 \times 30 \times 50 = 50 \text{ cm} \longrightarrow \text{en zone courante.}$$

$$6\% \times b \times h = 0.06 \times 30 \times 50 = 90 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

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	4.36	1.66	1.5	7.5	4.36	3HA14
Appuis	11.76	1.66	1.5	7.5	11.76	6HA16

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 :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad ; \quad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau Récapitulatif :

	Eléments	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Pp	Appuis	0.226	177280	127040	1.39	0.445	Vérifie
	Travée	0.084	65270	47120	1.38	0.44	Vérifie

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.

$$M_{max}^t = 77.16 \text{ KN.m}$$

- $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.50}{5.3} = 0.094 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$
- $\frac{4.2}{f_e} > \frac{A}{b \times d} \longrightarrow \frac{4.2}{400} = 0.010 > \frac{4.36}{30 \times 46} = 0.0031 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

e) Armatures transversales :

✓ D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

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

✓ D'après RPA.V.2024 (art 7.5.2, 2) :

$$S_t \leq \min(h / 4, 12 \Phi_t, 17,5 \text{ cm } 6\Phi_l) = S_t \leq \min(50 / 4, 12 \times 1.2, 17,5 \text{ cm } 6 \times 2)$$

$$S_t \leq \min(12.5 ; 14.4 ; 17.5 \text{ cm} ; 12)$$

On prend $S_t = 12 \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$$S_t' \leq h / 2 = 25 \text{ cm} \rightarrow \text{dans la Zone courante.}$$

$$\text{On prend: } S_t \leq \min(S_{t \text{ BAEL}}, S_{t \text{ RPA}})$$

- Dans la Zone nodale : $S_t = 12 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $S_t = 25 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 100 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

➤ La section de ferrailage transversal :

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$S_t \leq \frac{A_t \cdot f_e}{0,4 \times b_0} \longrightarrow A_t \geq \frac{S_t \times 0,4 \times b_0}{f_e} \longrightarrow A_t \geq \frac{25 \times 0,4 \times 30}{400} = 0.75 \text{ cm}^2$$

➤ D'après RPA 2024 :

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale.}$$

$$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 25 \times 30 = 2.25 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$$

Donc on prend :

- 4Ø6 avec $A_t = 1.13 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale.
- 8Ø6 avec $A_t = 2,26 \text{ cm}^2$ en dehors de la zone nodale.

f) Vérification de l'effort tranchant :

D'après logiciel robot on a :

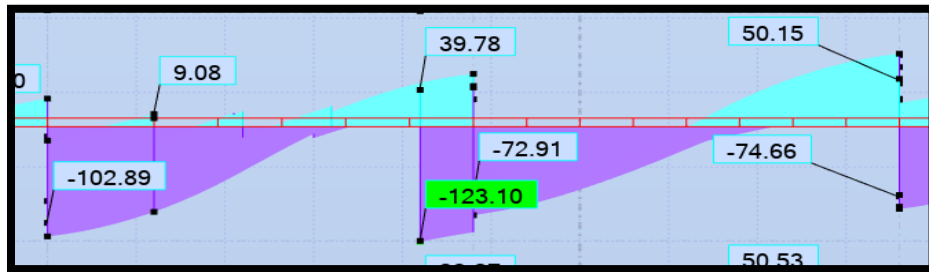


Figure VI.7 : résultat d'efforts tranchant

$$V_u^{\max} = 123.10 \text{ KN. M}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{123100}{300 \times 460} = 0.641 \text{ MPA}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ Mpa})$.

$$\tau_u = 0.641 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \text{ (c.v.)}$$

Résumé :

	Section (cm ²)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	Choix des barres	As choisie (cm ²)
En travée	30×50	4.36	7.5	3HA14	4.52
Sur appui		11.76		6HA16	12.06

Tableau VI.6 : L'choix des sections d'armature

❖ Présentation du ferrailage des poutres principales :

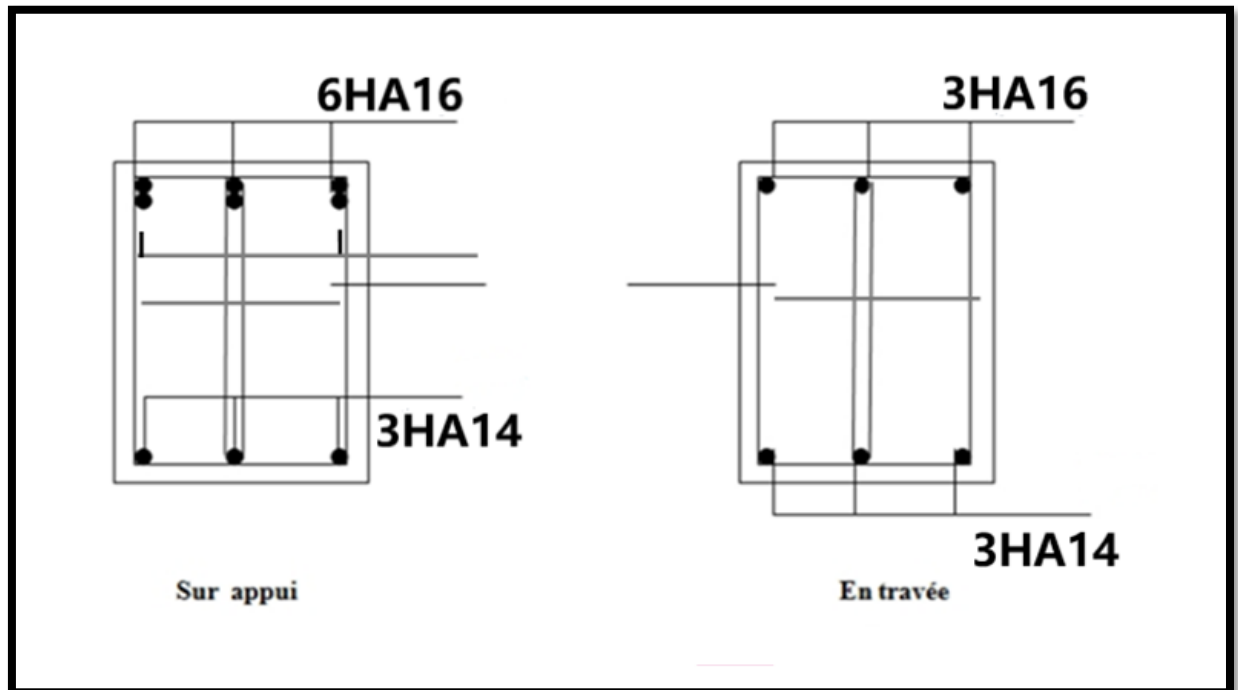


Figure VI.8: Schéma de ferrailage des poutres principales

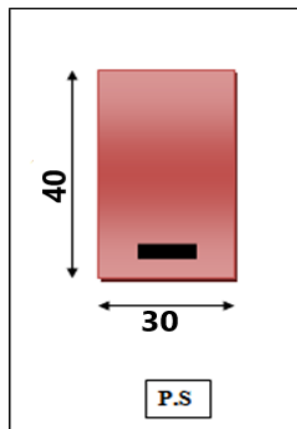
2- Les poutres secondaires (30× 40)

Figure VI.9 : section de Poutre principal.

$$h = 40 \text{ cm} \quad ; \quad c = 4 \text{ cm} \quad ; \quad d = h - c = 40 - 4 = 36 \quad ; \quad d = 36 \text{ cm}$$

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

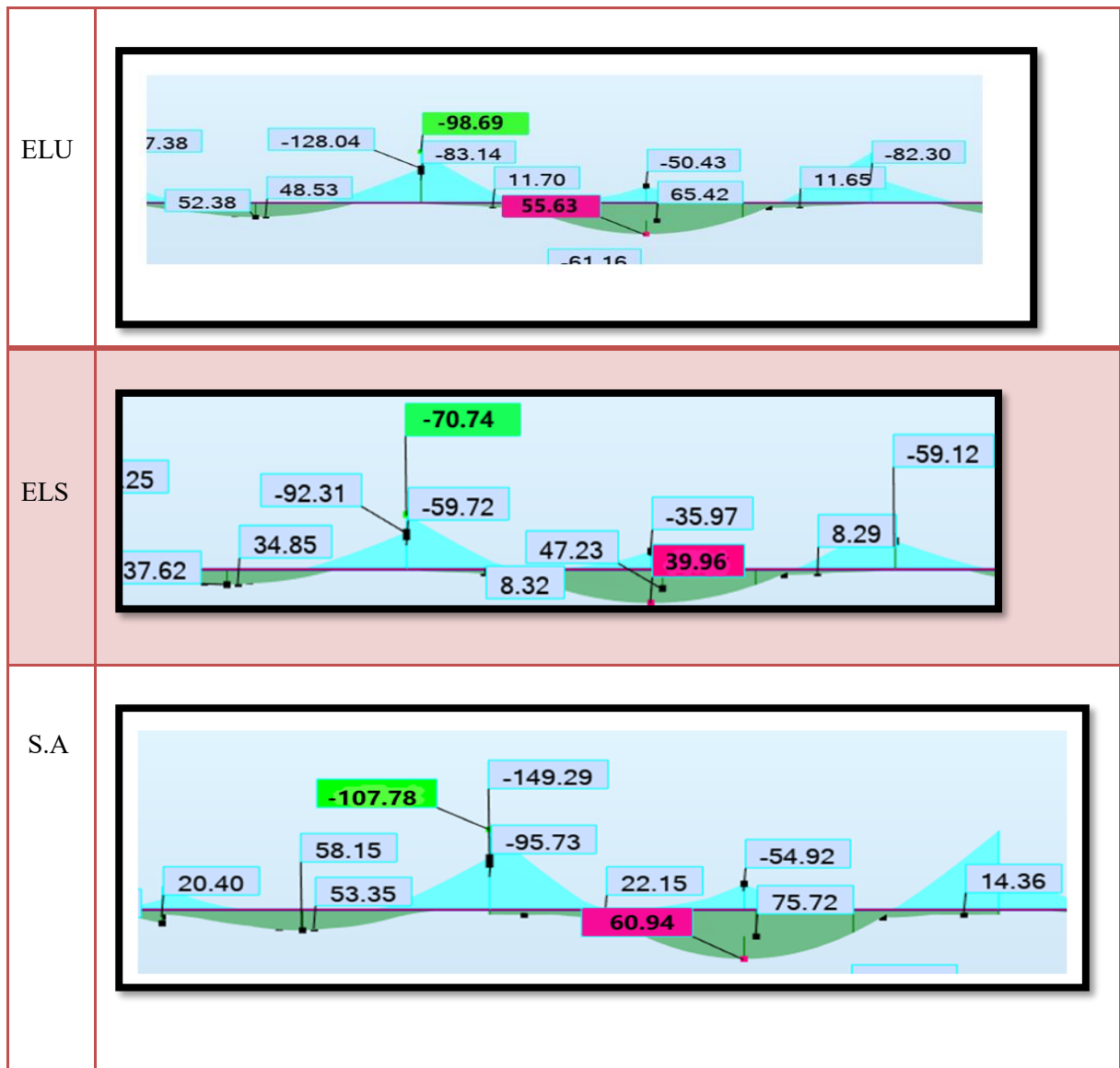


Figure VI.10 : résultats des efforts et moments pour chaque combinaison

	ELU		ELS		Situation accidentelle	
Moment (KN.m)	Ma	Mt	Ma	Mt	Ma	Mt
Poutre .secondaire	-89.69	55.63	-70.74	39.96	-107.78	60.94

Tableau VI.7 : Résumé les résultats des efforts et moments pour chaque

a. Vérification nécessaire pour la poutre secondaire :

- La condition de non fragilité :

➤ Calcule le ferrailage :

❖ En appuis :

✓ Situation accidentelle :

$$\mu = \frac{M}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2}$$

$$\mu < \mu_l = 0,392 \longrightarrow A' = 0$$

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

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

$$A_1 = \frac{M_{max}}{\sigma_s \cdot \beta \cdot d}$$

Tableau Récapitulatif :

	M (KN,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	A	β	A (cm ²)
Appuis	107.78	0.149	C . V	0.202	0.91	8.22

❖ En travée :

✓ (Situation Accidentelle)

Tableau Récapitulatif :

	M (KN,m)	μ	$\mu \leq \mu_l$	A	B	A (cm ²)
Travée	60.94	0.085	C . V	0.111	0.96	4.40

b) Vérifications nécessaires pour les poutres : BAEL (art A.4.2)

- Condition de non fragilité :

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A^{BAEL} \geq 0,23 \times 30 \times 36 \times \frac{2,1}{400} = 1,30 \text{ cm}$$

➤ Le pourcentage minimal d'armature (art B.6.4) :

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times b \times h$$

$$A_{min}^{BAEL} = 0.001 \times 30 \times 40 = 1.2 \text{ cm}$$

Pourcentage d'acier exigé par le RPA.V.2024:

- ♦ Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la section de la poutre : d'après le RPA est 0,5% en tout section :

$$A_{min}^{RPA} = 0.005 \times h \times b$$

$$A_{min}^{RPA} = 0.005 \times 30 \times 40 = 6 \text{ cm}^2$$

- ♦ Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est :

$$4\% \times b \times h = 0,04 \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{en zone courante.}$$

$$6\% \times b \times h = 0,06 \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 \longrightarrow \text{en zone de recouvrement.}$$

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)
Appuis	8.22	1.30	1.20	6	8.22	6HA14
Travée	4.40	1.30	1.20	6	4.40	3HA14=4.62

e) 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 :

$$\alpha \leq \bar{\alpha} = \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \qquad \gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau Récapitulatif :

	Eléments	α	M_u (N.m)	M_{ser} (N.m)	γ	$\bar{\alpha}$	Condition
Ps	Travée	0.157	65270	47120	1.385	0.442	Vérifie
	Appuis	0.428	157280	115040	1.367	0.433	Vérifie

f) 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.

$$M_{max}^t = 60.94 \text{ KN. M}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \longrightarrow \frac{h}{L} = \frac{0.40}{4.8} = 0.083 > \frac{1}{16} = 0.0625 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

$$\frac{4.2}{f_e} > \frac{A}{b \times d} \longrightarrow \frac{4.2}{400} = 0.010 > \frac{4.40}{30 \times 36} = 0.0040 \longrightarrow \text{condition vérifiée}$$

Les conditions précédentes sont vérifiées donc le calcul de flèche n'est pas nécessaire.

g) Armatures transversales :

D'après BAEL 91 (art A.5.1, 22):

$$St \leq \min (0,9 d ; 40 \text{ cm}) = 32.4 \text{ cm}$$

D'après RPA.V.2024 (art 7.5.2, 2) :

$$St \leq \min (h / 4, 12 \Phi_t, 17,5 \text{ cm } 6\Phi_l) = St \leq \min (50 / 4, 12 \times 1.2, 17,5 \text{ cm } 6 \times 2)$$

$$St \leq \min (12.5 ; 14.4 ; 17.5 \text{ cm} ; 12)$$

On prend : $St = 12 \rightarrow$ dans la Zone nodale.

$St' \leq h / 2 = 20 \text{ cm} \rightarrow$ dans la Zone courante.

On prend: $St \leq \min (St_{BAEL}, St_{RPA})$.

- Dans la Zone nodale : $St = 12 \text{ cm}$

- Dans la Zone courante : $St = 20 \text{ cm}$

Avec : $L' = 2h = 80 \text{ cm}$ (longueur de la zone nodale).

➤ La section de ferrailage transversal :

D'après BAEL 91(art A.5.1, 22):

$$St \leq \frac{A_t f_e}{0,4 \times b_0} \longrightarrow A_t \geq \frac{St \times 0,4 \times b_0}{f_e} \longrightarrow A_t \geq \frac{20 \times 0,4 \times 30}{400} = 0.60 \text{ cm}^2$$

➤ D'après RPA 2024 :

$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 12 \times 30 = 1.08 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en zone nodale.}$

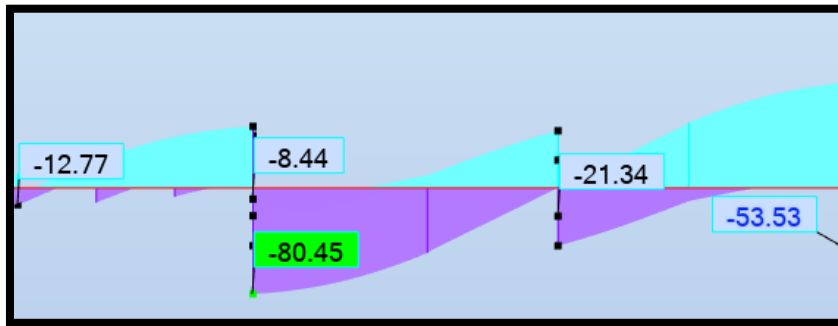
$A_t \geq 0,003.S_t.b = 0,003 \times 2 \times 30 = 1.8 \text{ cm}^2 \rightarrow \text{en dehors de la zone nodale.}$

Donc on prend :

- 4Ø8 avec $A_t = 2.0 \text{ cm}^2$ dans la zone nodale.

h) **Vérification de l'effort tranchant :**

D'après logiciel robot on a :



1.

Figure VI.11 : résultat d'effort tranchant

$$V_u^{\max} = 80.94 \text{ KN. M}$$

$$\tau_u^{\max} = \frac{80940}{300 \times 360} = 0.74 \text{ MPA}$$

On étudie avec fissuration peu préjudiciable : $\bar{\tau}_u = \min (0.2.f_{c28}/\gamma_b; 5 \text{ Mpa})$

$$\tau_u = 0.74 \text{ MPA} \leq \bar{\tau}_u = 3.33 \text{ MPA} \text{ (c.v.)}$$

Résumé :

	Section (cm ²)	As calculé (cm ²)	As RPA (cm ²)	Choix des barres	As choisie (cm ²)
En travée	30 × 40	4.40	7.5	3HA14	4.62
Sur appui		8.22		6HA14	9.24

Tableau VI.8 : Le choix des sections d'armature combinaison

❖ Présentation du ferrailage des poutres principales :

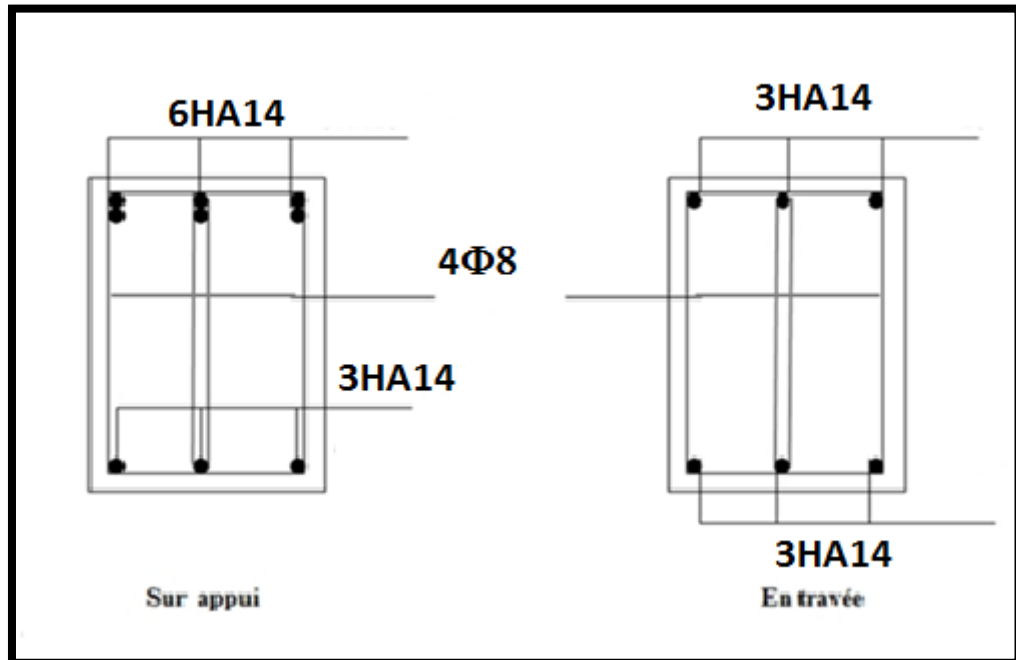


Figure VI.12 : Schéma de ferrailage des poutres secondaires

VI.5.Ferraillage de voile :

VI.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 ferraillage 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.

VI.5.2: Types d'armatures : (art.7.7.4. RPA.V.2024)

VI.5.2.1: Aciers verticaux :

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des épingles espacées d'environ 500 mm. Les armatures d'âme doivent avoir un diamètre non inférieur à 8 mm, mais non supérieur à un huitième de la largeur b_w de l'âme. L'espacement des armatures d'âme ne doit pas être supérieur à 250 mm ou 25 fois le diamètre des barres, en prenant la plus petite valeur. 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).

VI.5.2.2: Aciers horizontaux :

Les barres horizontales doivent être munies de crochets. Dans le cas où il existe des extrémités confinées, les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

VI.5.3: Règles communes :

L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs Suivantes :

$$S \leq \min (1.5b_w, 25\text{cm})$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins 4 épingles/m².
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones confinées) ne devrait pas dépasser ($b_w / 10$).

- Le pourcentage minimum d'armatures horizontales et verticales dans l'âme du voile est de 0,2%
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - $50\phi_l$ pour les barres situées dans les zones III.
- 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 : $A_{vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{v}}{f_e} \right)$

Avec : $\bar{V} = 1.4 V_{u, \text{calcul}}$

Seul est rajouté l'écart entre la section obtenue celle des barres existantes. Elle doit être constituée d'armatures de diamètre minimum de 10mm avec une longueur minimum d'ancrage de $(50\phi_l)$.

VI.5.4 : Calcul de ferrailage :

➤ Exemple de calcul:

Dans cet exemple, une méthode de ferrailage différente de la méthode classique est utilisée. Chaque voile est étudié et ferrailé séparément, contrairement à l'approche habituelle qui considère le noyau comme un ensemble unique.

Cette méthode permet un dimensionnement plus précis et mieux adapté au comportement réel de chaque élément porteur.

La figure suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

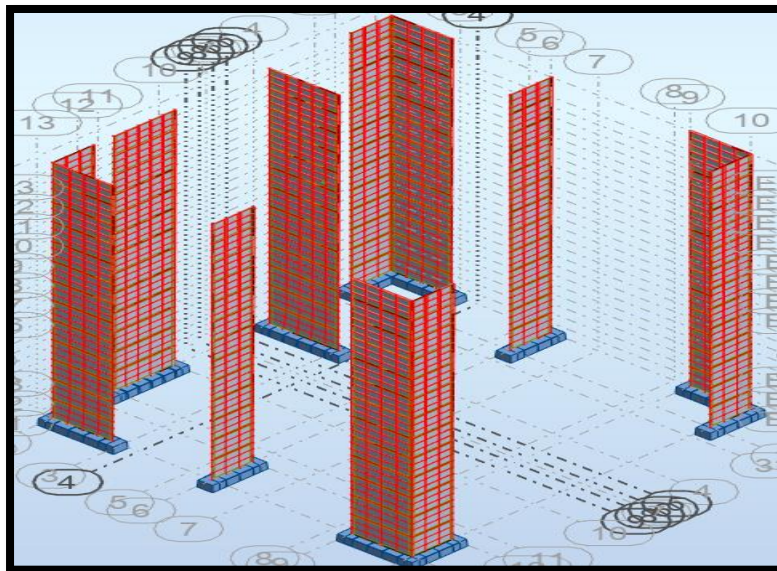
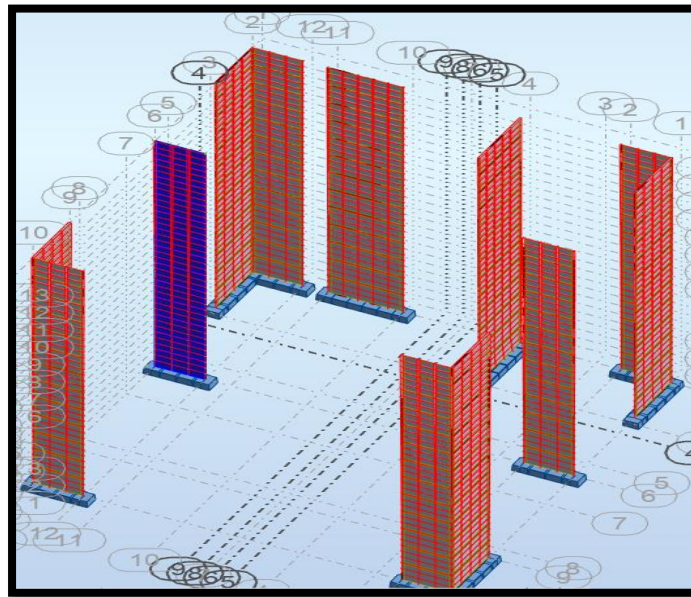


Figure VI.14: Disposition des voiles.

On a étudié le noyau représenté sur la figure suivante :



VI.5.6.2. Les sollicitations dans les voiles :

WFX [kN]	WFY [kN]	WFZ [kN]	WMX [kNm]	WMY [kNm]	WMZ [kNm]	nom
255,71>>	1,07	3427,71	1,51	757,67	-0,16	Noyau 2
-262,37<<	0,24	2396,45	0,90	-633,49	-0,55	Noyau 2
53,24	3,40>>	333,29	-1,20	41,17	3,45	Noyau 2
-247,83	-0,43<<	1402,80	0,35	-820,55	-0,64	Noyau 2
74,25	2,98	4565,26>>	-1,73	213,70	0,13	Noyau 2
-2,34	0,08	12,69<<	0,04	-4,71	-0,10	Noyau 2
60,49	2,31	268,23	8,51>>	-38,88	1,26	Noyau 2
-210,71	0,60	2614,40	-3,86<<	-939,05	-0,38	Noyau 2
220,62	2,18	2225,10	1,30	879,66>>	0,39	Noyau 2
-210,71	0,60	2614,40	-3,86	939,05<<	-0,38	Noyau 2
53,24	3,40	333,29	-1,20	41,17	3,45>>	Noyau 2
-67,99	0,40	4314,32	1,67	-299,11	-0,85<<	Noyau 2

Tableau VI. 9: efforts internes dans le voile dus aux combinaisons accidentelles.

WFX [kN]	WFY [kN]	WFZ [kN]	WMX [kNm]	WMY [kNm]	WMZ [kNm]	nom
51,68>>	2,02	251,54	7,24	-36,80	1,12	Noyau 2
-34,22<<	1,10	4025,82	-1,61	-1,22	0,22	Noyau 2
46,71	2,91>>	331,15	-1,23	30,46	2,76	Noyau 2
7,65	0,60<<	4699,93	1,55	-53,63	-0,75	Noyau 2
9,42	2,43	4718,66>>	-2,32	-49,99	-0,02	Noyau 2
51,68	2,02	251,54<<	7,24	-36,80	1,12	Noyau 2
51,68	2,02	251,54	7,24>>	-36,80	1,12	Noyau 2
35,06	1,66	700,95	-2,76<<	61,15	1,49	Noyau 2
1,31	1,50	1818,28	-2,60	86,89>>	1,17	Noyau 2
7,65	0,60	4699,93	1,55	-53,63<<	-0,75	Noyau 2
46,71	2,91	331,15	-1,23	30,46	2,76>>	Noyau 2
7,65	0,60	4699,93	1,55	-53,63	-0,75<<	Noyau 2

Tableau VI. 10: efforts internes dans le voile dus aux ELS

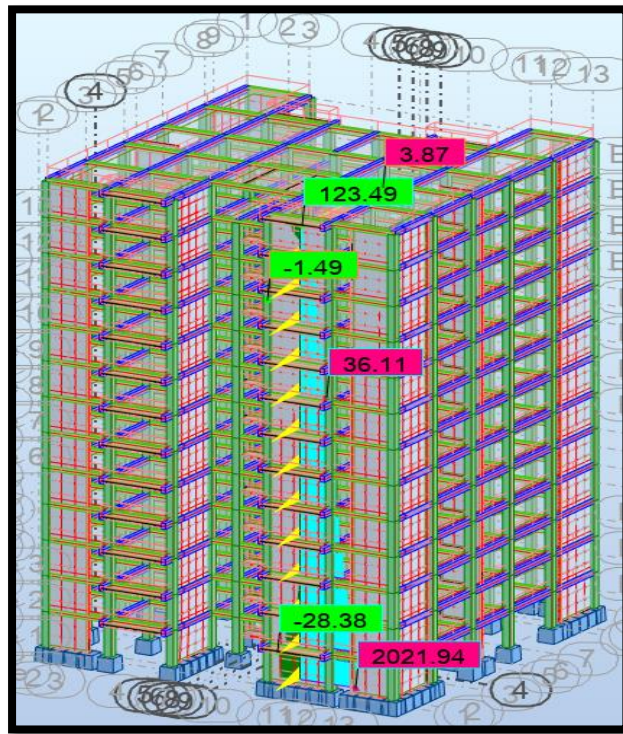


Figure VI.14 : Moment de fléchissant de noyaux

Les résultats selon la figure ci-dessus donnent la courbe enveloppe pour déterminer le ferrailage :

1- Dimensionnement de noyaux :

D'après le dimensionnement de voile (chapitre 2 pré dimensionnement) :

On a :

$$L_w = 15 \text{ cm}$$

❖ Evaluation d'effort normal réduit :

$$V_d = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.40$$

V_d : L'effort normal réduit.

N : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : Section du poteau en (mm²)

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton en (Mpa).

$$N_d = 2021.94 \text{ KN}$$

$$V_d = \frac{2021.94}{275000 \times 25} \times 10^3 = 0.30 \leq 0.40 \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

❖ Evaluation des diagrammes du moment des calculs ferrailage.

Les voiles élancés correspondent : $h_{cr} > 2.0$ Le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

✓ D'après le calcul de fichier Excel :

ON a les résultats suivants :

Nombre d'étages	13
he (m)	3,06
lw (m)	1,5
hw (m)	39,78
M InferMax	123,49
M SuperMax	-28,38
hcr1 [7,22]	6,63
hcr [7,23]	3
Hi [m]	2,00
Mi [KN,m]	123,49

Donc :

$h_{cr} = 3 > 2.0 \longrightarrow$ condition vérifiée.

❖ Enveloppe du diagramme du moment fléchissant :

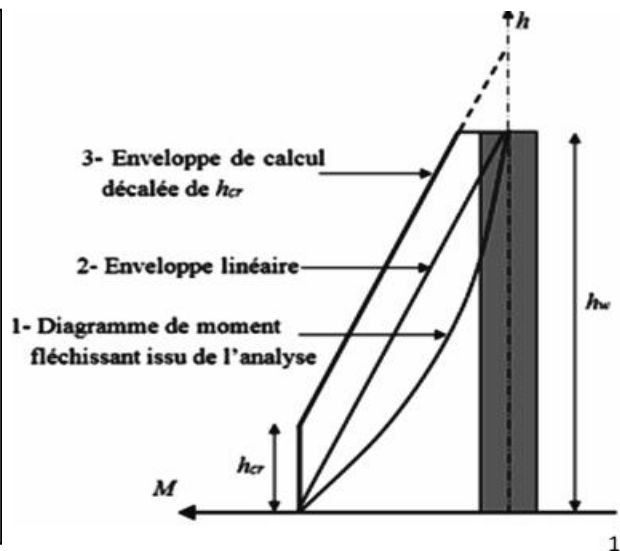
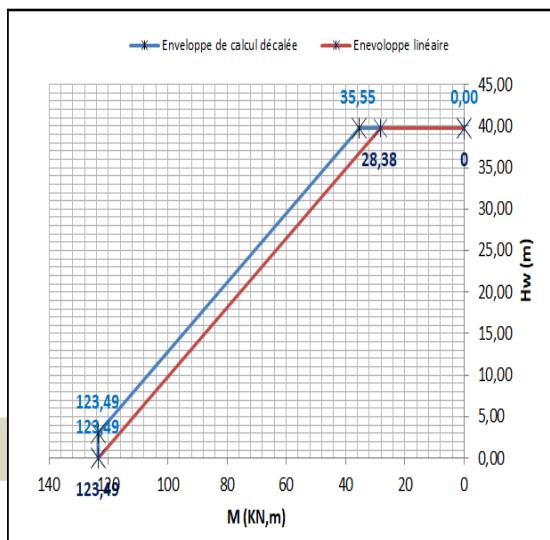


Figure VI.15 : Courbe enveloppe de calcul

❖ **Ferraillages du voile en flexion composée et calcul du moment résistance :**

Pour le ferraillage de noyau 1^{er} étage on prend les résultats de 1^{er} étage :

D'après logiciel robot et donne comme suit :

M : moment de 1^{er} étage de noyau \longrightarrow M= 1353.57 KN.m;

N = effort normal réduit (logiciel robot) \longrightarrow N = 837.55 KN;

Mrd = moment de résistance (l'ogiciel robot) \longrightarrow Mrd == 3431.56 KN

he : hauteur de étage \longrightarrow h = 3.06m

T0 : 1.05(s) \longrightarrow danx le sens X . (logiciel robot) .

T1 : 0.81(s) \longrightarrow dans le sens Y (logiciel robot).

N : effort tranchante. \longrightarrow N= 837.55 KN

Le calcul est donne comme suit par la fichier excel :

Donnée																
he (m)	lw (m)	bw (m)	d12 (cm)	Fc28 (Mpa)	Fe (Mpa)	γ_b	γ_s	her (m)	R	Qt	T0 (s)	T2 (s)	N (KN)	MED (KN.m)	MFD (KN.m)	\dot{V} (KN)
3,60	1,50	0,15	2,50	25	400	1,20	1,00	3,00	4,50	1,15	1,05	0,81	837,55	1353,57	3431,56	758,60

Résultat de calcul :

L'AME			
L'AME (aciers verticaux)		L'AME (aciers horizontaux)	
Ø _i (cm)	1,40	Ø _i (cm)	1,20
Stchoisi (cm)	12,00	Stchoisi (cm)	12,00
Stmax (cm)	25,00	Stmax (cm)	25,00
Ø _{lmin} (cm)	0,80	z (cm)	110,00
Ø _{lmax} (cm)	1,88	A _h (cm ²)	2,07
A _{sv} (cm ²)	18,47	A _{sh} (cm ²)	56,55

❖ Pour le ferraillage de acier verticaux on prend : **As = 18.47 cm²**

Soit AS = 8HA20 = 25.13cm²

❖ Pour le ferraillage de acier horizontaux on prend : **As = 56.55 cm²**

Soit AS= 8HA32cm²

❖ Résistance de l'effort tranchant :

$$\frac{Ah}{S} \geq \frac{v}{z \cdot f_e}$$

Avec :

S : espacement des cours d'armatures transversales

\bar{v} : Effort tranchant de calcul, $\longrightarrow \bar{V} = 1.4V = 1.4 \times 758.60 = 1062.04$

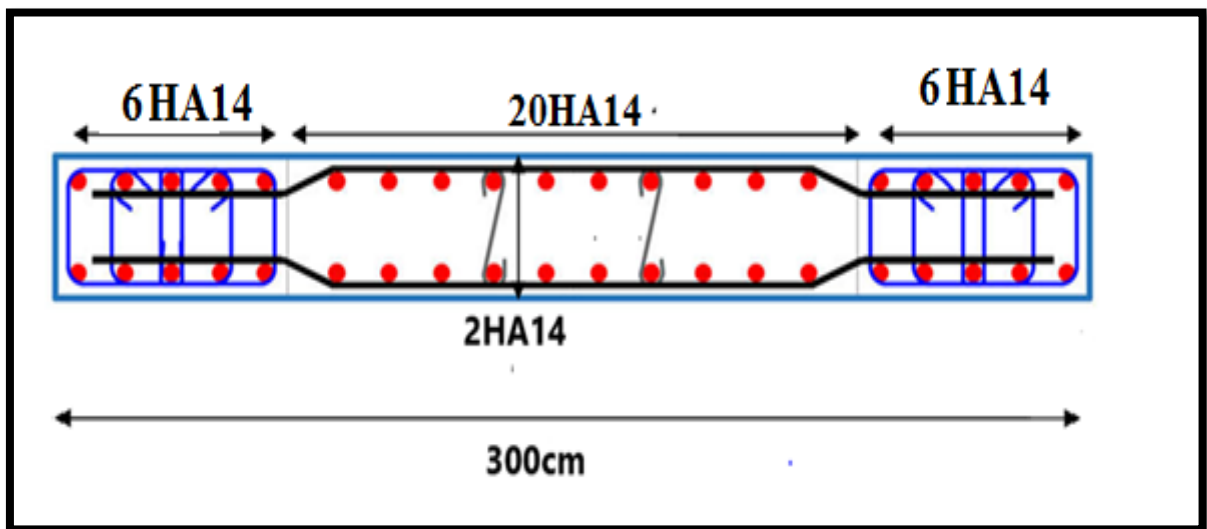
Z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $Z = 155 \text{ cm}$; $S = 15 \text{ cm}$, $V = 758.60 \text{ KN}$

$$Ah \geq \frac{S \times \bar{V}}{Z \times f_e} \longrightarrow Ah \geq \frac{15 \times 1062.04}{155 \times 400} \times 10 = 2.56 \text{ cm}^2$$

$$Ah = 2HA14 = 2.80 \text{ cm}^2$$

VI.5.7 : Ferrailage de voile



FigureVI.16: Coupe de ferrailage du voile.

CHAPITRE VII : ETUDE DE L'INFRASTRUCTURE

VII.1. Introduction :

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure; elles constituent donc la partie essentielle de l'ouvrage puisque de leurs bonnes conception et réalisation découle la bonne tenue de l'ensemble.

La reconnaissance géologique et géotechnique du terrain est indispensable pour l'étude de l'infrastructure d'une construction, car l'étude des fondations et leurs dimensions dépendent des caractéristiques physiques et mécaniques de sol.

VII .2. Définition :

Les fondations d'un ouvrage sont les éléments de la structure assurant la transmission des efforts de cette structure sur le sol. Les fondations assurent la stabilité du bâtiment. Avant d'entreprendre un projet de fondation, il est nécessaire de connaître la valeur de la contrainte du sol (σ_{sol}) à introduire dans le calcul et qui est déterminée à partir des résultats d'essais en laboratoire et/ou essais in situ). On coule généralement sous la semelle un béton de propreté d'au moins 4 cm d'épaisseur et comportant un dosage minimal de 150 Kg/m³.

VII.3. Le choix de type de fondation:

Le choix de type de fondation dépend de :

- ◆ Type d'ouvrage à construire.
- ◆ La nature et l'homogénéité du bon sol.
- ◆ La capacité portante du terrain de fondation.
- ◆ La raison économique.
- ◆ La facilité de réalisation.

VII.3.1 Différents types de fondations :

- Fondation superficielle (Semelles isolées, filantes, radiers).
- Semi profondes (les puits).
- Profondes (les pieux).
- Les fondations spéciales (les parois moulées et les cuvelages...).

VII.3.2 Type de fondations superficielles:

Les fondations superficielles sont de type :

- ✓ Semelle isolée.
- ✓ Semelle filante.
- ✓ Radier général.

VII.3.3 Combinaison d'action :

- ELS (G + Q) pour le dimensionnement.
- ELU (1.35G + 1.5Q) pour le ferrailage.
- Accidentelle ; pour la vérification.

VII.4. Calcul des fondations :**VII.4 .1. Etude géotechnique :**

Le bâtiment est à usage d'habitation dans la wilaya : de BATNA. Les données géotechniques préliminaires de l'étude de sol du projet sont :

- Contrainte admissible : $Q=1.2$ bars pour l'ensemble du site.
- Types de sol : classé dans la catégorie S2 (**sol ferme**)
- Ancrage des fondations : $D = 4.20m$
- ❖ Nous proposons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une petite vérification telle que :

La surface des semelles doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment

$$(S_{\text{semelle}} / S_{\text{bâtiment}} < 50 \%).$$

VII.4 .2 . Calcul la section des semelles :

❖ **Surface total du bâtiment :**

$$S_{\text{bâtiment}} = 625 \text{ m}^2$$

La surface de la semelle est donne par :

$$S_{\text{semelle}} \geq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}}$$

S_{semelle} : La surface totale de la semelle.

$$\sigma_{\text{sol}} = 1.2 \text{ bars} = 12 \text{ t/ m}^2$$

➤ **A L'ELS**

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$$

- **D'après logiciel Robot On a :**

$$N_G = 2253.45 \text{ t}$$

$$N_Q = 2253.45 \text{ t}$$

Donc :

$$N_{ser} = 4506.90 \text{ t}$$

$$S_{semelle} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} \longrightarrow S_{semelle} \geq \frac{4506.9}{12} = 375.57 \text{ m}^2$$

❖ Vérification :

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batimen}} = \frac{375.57}{625} = 0.61 \longrightarrow 61\% > 50\%$$

La surface totale de la semelle dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de Fondation, ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la Structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

VII.5.Radier général :

Les radiers sont des semelles de très grandes dimensions supportant toute la construction.

Un radier est calculé comme un plancher renversé mais fortement sollicité :

(Réaction de sol \cong poids total de la structure).

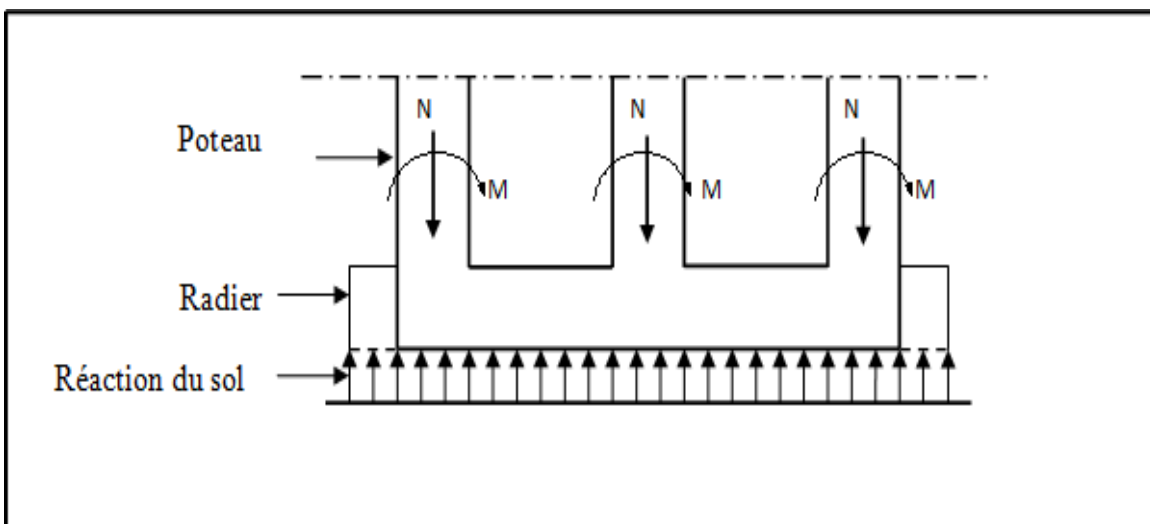


Figure VII.1 : Schéma du Radier

VII.5.1. Pré dimensionnement du radier :

L'épaisseur du radier doit satisfaire les conditions suivantes :

a) Condition forfaitaire :

♦ La dalle : $h \geq \frac{L_{max}}{20}$:

Avec :

$L_{max}=4.5$ m (La longueur maximale entre nus des poteaux).

$$h \geq \frac{530}{20} = 26.5$$

Donc : $h = 45$ cm

♦ La nervure :

Condition de coffrage (hauteur de la nervure) : $h \geq \frac{L_{max}}{10}$

$$h \geq \frac{530}{10} = 53 \text{ cm}$$

a) condition d'épaisseur minimale :

La hauteur du radier doit avoir au minimum 25 cm ($h_{min} \geq 25 \text{ cm}$)

b) Condition de la rigidité :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique

Définie par l'expression suivante : $L_e \geq \frac{2L_{max}}{\pi}$

L_{max} : Plus grande distance entre deux files parallèles des poteaux.

L_e : longueur élastique.

Avec:

$$L_e : \sqrt[4]{\frac{4E \times I}{k \cdot b}}$$

I : Inertie d'une bande de 1m de radier : $I = bh^3/12$

E : module d'élasticité du béton, $E = 3216420 \text{ t/m}^2$.

b : largeur de radier (bande de 1m).

K : coefficient de la raideur de sol ($5 \text{ MPA} \leq k \leq 120 \text{ MPA}$).

Nous optons pour $K = 4000 \text{ t/m}$ pour un sol de densité moyenne.

$L_{max} : 4.5$ m

$$h \geq \sqrt[3]{\frac{48kL_{max}^4}{E.\pi}} \longrightarrow \sqrt[3]{\frac{48 \times 4000 \times 4.5^4}{3216420 \times \pi^4}} = 0.63m \longrightarrow h \geq 0.63m$$

Donc :

On prend $h=70\text{cm}$

$$Le \geq \sqrt[3]{\frac{4E \times I}{k.b}}$$

$$I \geq \frac{0.70 \times 1^3}{12} = 0.0285 \text{ m}^4$$

$$Le \geq \sqrt[3]{\frac{4 \times 3216420 \times 0.0285}{4000 \times 1}} = 4.50m > \frac{2}{\pi} \times 5.3 = 3.37m \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Conclusion :

On adoptera un radier nervuré avec :

- Hauteur totale du radier nervure : $h = 70 \text{ cm}$
- Dalle : $h = 45 \text{ cm}$
- Largeur de la nervure : $b = 55 \text{ cm}$

VII.6. Calcul de la surface totale du radier :

La surface de radier est supérieure à la surface du bâtiment On ajoute un débordement (D).
L'emprise totale avec un débordement (D) sera:

$$S' = S + D \times 2 \times (L_x + L_y)$$

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 (25m).

➤ Calcul de débordement D:

$$D \geq \text{Max} (h_r / 2 ; 30 \text{ cm}). \text{ Où: } h_r = 70\text{cm} \longrightarrow D \geq \text{Max} (35\text{cm}; 30 \text{ cm}).$$

On prend :

$D = 0.5 \text{ m}$; alors l'emprise totale avec D est:

$$S' = 625 + 0.5(100) = 675 \text{ m}^2$$

➤ **Poids du radier :**

$$G = (650 \times 0.45 \times 2.5) = 731.28 \text{ t}$$

➤ **Combinaison d'action :**

$$N_u = N_{ultime} + 1.35(G) \longrightarrow 6422.33 + 1.35 (731.28) = 7409.55 \text{ t}$$

$$N_s = N_{ser} + G \longrightarrow 4506.90 + 731.28 = 5238.18 \text{ t}$$

VII.6.1. Vérifications diverses :

VII.6.2 : Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91(Article 5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} \leq \min \left\{ \frac{0.15 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ MPA} \right\}$$

Avec : $b = 100$; $d = h - c = 45 - 5 = 40 \text{ cm}$

$$T_u^{max} = q_u \frac{L_{max}}{2} = \frac{N_u \times b}{S_{rd}} \frac{L_x}{2}$$

$$T_u^{max} = \frac{6422.33 \times 1}{375.57} \frac{4.5}{2} = 38.475 \text{ t}$$

$$\tau_u = \frac{38.475 \times 10^3}{100 \times 400} = 0.96 < 2.5 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

VII.7. Vérification au poinçonnement :

a) **vérification pour les poteaux :**

Le poinçonnement se manifeste là où il y a une concentration des charges. Pour vérifier le non poinçonnement du radier (dalle) le BAEL 91 propose de vérifier la condition suivante (BAEL 91 Article A.5.2.42):

$$N_u \leq 0.045 \mu_c h f_{c28} / \gamma_b$$

Avec :

N_u : Charge revenant au poteau plus chargé (**logiciel robot**).

Dans notre cas le poteau le plus sollicité transmet au radier la charge à l'ELU suivante :

$$N_u = 173.91 + 10\%(173.91) = 191.30 \text{ t.}$$

μ_x : Périmètre de la surface d'impact projeté sur le plan moyen.

$$\mu_c = 2(a + b + 2hr)$$

$$\mu c = 2(0.5 + 0.55 + 2 \times 0.7) = 4.9 \text{ m.}$$

h : Epaisseur du radier.

$$Nu \leq 0.045 \mu c . h . f_{c28} / \gamma_b \longrightarrow Nu \leq 0.045 \times 4.9 \times 0.7 \times 2500 / 1.5 = 257.25 \text{ t}$$

$$Nu = 191.30 \text{ t} \leq 257.25 \text{ t} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

b) vérification pour les voiles :

Nu : Charge revenant au voile plus chargé (**logiciel Robot**).

$$Nu = 195.31 + 10\%(195.31) = 214.84 \text{ t.}$$

$$\mu x = 2(a + b + 2hr)$$

$$\mu xc = 2(3 + 0.15 + 2 \times 0.7) = 9.1 \text{ m.}$$

$$Nu \leq 0.045 \mu c . h . f_{c28} / \gamma_b \longrightarrow Nu \leq 0.045 \times 9.1 \times 0.7 \times 2500 / 1.5 = 477.75 \text{ t}$$

$$Nu = 214.84 \text{ t} \leq 477.75 \text{ t} \longrightarrow \text{(Condition vérifiée).}$$

VII.7.1 : Vérification de la stabilité du radier :

❖ Vérification a l'effort de sous pression :

Elle est jugée nécessaire pour justifier le non soulèvement du bâtiment sont l'effort de sous pression hydrostatique on doit vérifier :

$$W \geq \alpha . \gamma . h . S$$

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 ($\gamma = 10 \text{ KN/ m}^3$).

h: profondeur de l'infrastructure ($h = 4.20 \text{ m}$).

S: surface de radier ($S = 650 \text{ m}^2$).

$$N_G = 4193.51 + 10\%(4193.51) = 4612.56 \text{ t}$$

$$N_{\text{radier}} = 675 \times 0.7 \times 2.5 = 1181.25 \text{ t}$$

$$N_T = N_G + N_{\text{radier}} = 4612.51 + 1181.25 = 5793.76 \text{ t}$$

$$W = N_{\text{TOL}} = 5793.76 \text{ t}$$

$$\alpha . \gamma . h . S = 1.5 \times 1 \times 4.20 \times 675 = 2836.5 \text{ t}$$

$$W = 5793.76 \text{ t} \geq \alpha . \gamma . h . S = 2836.5 \text{ t}$$

La condition est vérifiée, donc il n'y a pas de risque de soulèvement.

❖ Caractéristique géométrique du radier :

✓ Centre de gravité des masses du radier (infrastructure) d'après logiciel robot :

$$X = \sum S_i \times X_i / \sum S_i = 13.64 \text{ m}$$

$$Y = \sum S_i \times Y_i / \sum S_i = 11.75 \text{ m}$$

✓ Moment d'inertie d'un radier

$$I_{xx} = \frac{b \cdot h^3}{12} \longrightarrow \frac{25 \cdot 25^3}{12} = 325552.08 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = \frac{b \cdot h^3}{12} \longrightarrow \frac{25 \cdot 25^3}{12} = 325552.08 \text{ m}^4$$

VII.7.2 : 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 réaction 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 $\alpha = l_x/l_y$.

VII.7.3.Méthode de calcul :

- ♦ Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \times q_u \times L_x^2$
- ♦ Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \times M_x$

Tel que :

$\mu_x ; \mu_y$: sont des coefficients en fonction de $\alpha = l_x/l_y$ et v ($v = 0.2$ à l'ELS, 0 à l'ELU) Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont partiellement encastrés aux niveaux des appuis,

D'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis. En tenant compte des modes

De fixation on effectue les ventilations des moments comme suit :

	Le panneau de rive	Le panneau intermédiaire
En travée	$M_{tx} = 0.85 M_x$ $M_{ty} = 0.85 M_y$	$M_{tx} = 0.75 M_x$ $M_{ty} = 0.75 M_y$
Sur appui	$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 M_x$	$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 M_x$

Tableau VIII-1: Résultats de Méthodes de calcul.

- ◆ Nous avons utilisé pour le ferrailage des panneaux, la méthode proposée par le règlement BAEL91.
- ◆ La fissuration est considérée comme étant préjudiciable.

VII.7.4 : Calcul de la réaction du sol sous le radier :

ELU	ELS
$q_u = (1.35G + 1.5Q) / S_{rad} \quad q_u = 6422.33 / 650$	$q_{ser} = (G+Q) / S_{rad} \quad q_{ser} = 4506.90 / 650$
$q_u = 9.885 \text{ t/m}^2$	$q_{ser} = 6.930 \text{ t/m}^2$

Tableau. VII. 2 : réaction du sol sous le radier.

VII.7.5 : Ferrailage de la dalle de radier :

Le plus grand panneau est le panneau de rive : $(4.5 \times 5.3) \text{ m}^2$.

➤ L'ELU :

$$v = 0 \quad q_u = 98.85 \text{ KN/m} \quad \alpha = 4.5 / 5.3 = 0.89 > 0.4$$

Alors le panneau travaille dans les deux sens.

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0638 \\ \mu_y = 0.436 \end{cases}$$

- Donc les moments sont :

$$M_x = \mu_x \times q_u \times l_x^2 \longrightarrow M_x = 0.0638 \times (98.85) \times 4.5^2 = 127.70 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \longrightarrow 0.436 \times 127.70 = 55.67 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.85 M_x \longrightarrow 0.85 \times 127.70 = 108.54 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.85 M_y \longrightarrow 0.85 \times 55.67 = 47.31 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times M_x \longrightarrow M_{ax} = M_{ay} = 0.3 \times 127.07 = 38.12 \text{ KN.m/ml.}$$

❖ Calcul des armatures :

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot \sigma_b \cdot d^2}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

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

$$\Phi \leq \frac{450}{100} = 45 \text{ mm}$$

$$dx = h - c - \frac{\phi x}{2} \longrightarrow dx = 45 - 5 - \frac{4.5}{2} = 37.75 \text{ mm}$$

$$dy = dx - \frac{\phi x}{2} - \frac{\phi y}{2} \longrightarrow dy = 37.5 - \frac{4.5}{2} - \frac{4.5}{2} = 33.25$$

❖ **Condition de non fragilité : BAEL91 (art. A.4.2)**

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

✓ Sens -X :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 37.75 \times 2.1 / 400 = 4.55 \text{ cm}^2$$

✓ Sens- y :

$$A_{\min} = 0.23 \times 100 \times 33.25 \times 2.1 / 400 = 4.015 \text{ cm}^2$$

❖ **Pourcentage minimal des armatures ; BAEL91 (art B.6.4)**

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times h \times b = 0.001 \times 45 \times 100 = 4.5 \text{ cm}^2$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	sur appui	En travée	sur appui	En travée
Mu (KN × m)	38.12	108.54	38.12	47.31
μ	0.018	0.053	0.024	0.030
μ < μ_L	CV	CV	CV	CV
A_s' (cm²)	0	0	0	0
α	0.022	0.025	0.030	0.038
β	0.99	0.99	0.99	0.98
σ_s (MPa)	348			
As (cm²/ml)	2.93	8.34	2.94	3.67
As min (cm²/ml)	4.55	4.55	4.015	4.015
Choix des barres/ml	6HA12	6HA14	6HA12	6HA14
Ascorres (cm²/ml)	6.79	9.24	6.79	9.24
Espacement (cm)	16	16	16	16

Tableau.VII.3: Ferrailage de radier à l'ELU.

♦ **Espacement** = 100/6 = 16.66cm \longrightarrow donc on prend 16 cm

➤ **L'ELS:**

$$v = 0.2 \quad ; \quad q_s = 69.30 / \text{m}$$

$$\sigma_b = 0.6 f_{c28} = 15 \text{ MPA} \longrightarrow \text{BAEL91 (Art.4.5.2).}$$

$$\sigma_s = \min \left\{ 2/3 f_e, 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}} \right\} \text{ FeE400} \longrightarrow \eta = 1.6$$

$$\sigma_s = \min \left\{ 0.666 \times 400, 110 \sqrt{\eta + f_{t28}} \right\} \text{ FeE400} \longrightarrow \sigma_s = 201.63 \text{ MPA.}$$

❖ Alors le panneau travaille dans les deux sens.

A partir du tableau du coefficient ν :

$$\begin{cases} \mu_x = 0.0743 \\ \mu_y = 0.585 \end{cases}$$

♦ Donc les moments sont:

$$M_x = \mu_x \times q_s \times l_x^2 \longrightarrow M_x = 0.0743 \times 69.30 \times (4.2)^2 = 90.82 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_y = \mu_y \times M_x \longrightarrow M_y = 0.585 \times 90.82 = 53.12 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{tx} = 0.75 M_x \longrightarrow M_{tx} = 0.75 \times 90.82 = 68.15 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ty} = 0.75 M_y \longrightarrow M_{ty} = 0.75 \times 53.12 = 39.84 \text{ KN.m/ml.}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5 \times M_x \longrightarrow 0.5 \times 90.82 = 45.41 \text{ KN.m/ml.}$$

	SENS X- X		SENS Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mser (KN.m)	90.82	68.15	53.12	39.84
μ	0.056	0.042	0.033	0.025
$\mu < \mu_L$	CV	CV	CV	CV
σ_{bc} (MPa)	15			
α	0.072	0.053	0.041	0.031
B	0.97	0.97	0.98	0.98
σ_{st} (MPa)	201.63			
As (cm²/ml)	13.92	10.44	7.26	5.44
As_{min} (cm²/ml)	4.55	4.55	4.015	4.015
choix des barres/ml	6HA20	6HA16	6HA14	6HA12
As_{corr} (cm²/ml)	18.84	12.06	9.23	6.78
Espacement cm	16	16	16	16

Tableau.VII.4 : Ferrailage de radier à l'ELS.

♦ **Espacement** = $100/7 = 14.28 \text{ cm} \longrightarrow$ donc on prend 14 cm

❖ **Vérification de la contrainte de cisaillement : BAEL 91 (A.5.1 ,21)**

$$\tau_u = \frac{T_u}{b_0 \times d} \longrightarrow \text{BAEL (A. 5. 1, 1)}$$

$$T_u = \frac{P_u \cdot l_x \cdot l_y}{2L_y + l_x} \longrightarrow \frac{69.30 \times 4.5 \times 5.3}{2 \times 4.5 + 5.3} = 34.65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{34.65 \times 10^3}{1000 \times 36} = 0.96 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = \min \left(0.15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}; 4 \text{ Mpa} \right) = 2.5 \text{ Mpa}$$

$\tau_u < \overline{\tau_u} \longrightarrow$ Condition est vérifiée ;

Donc : on n'a pas besoin des armatures transversales.

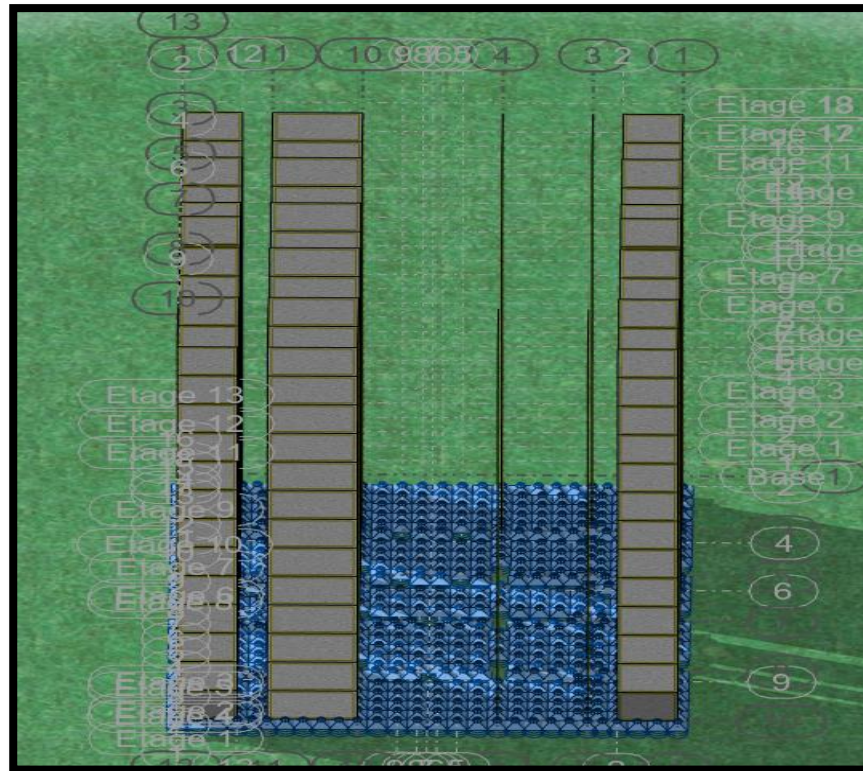


Figure VII.2 : Radier de la structure

- Etude de débord du radier :

Le débord du radier est assimilé à une console de largeur $L=0.55$ m. Le calcul du Ferrailage se fait pour une bande de largeur égale à un mètre linéaire.

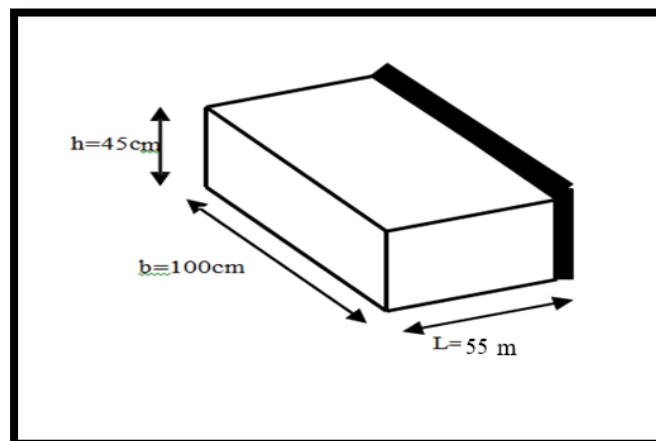


Figure VII.3 : Schéma de débord.

❖ Présentation schématique :

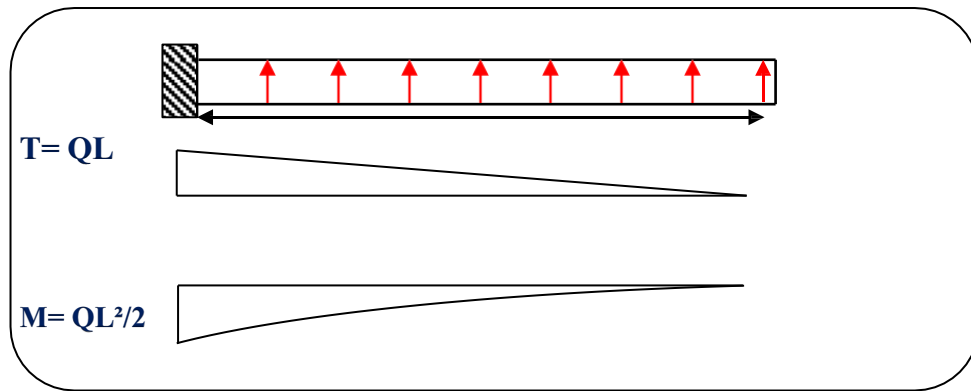


Figure.VII.4: Schéma statique et sollicitations du débord.

➤ L'ELU :

$$M_{\max} = q_u \times \frac{L^2}{2} \longrightarrow M_{\max} = 98.85 \times \frac{0.55^2}{2} = 14.95 \text{ KN.m}$$

$$\Phi = \frac{h}{10} = \frac{45}{10} = 4.5 \text{ cm} \longrightarrow (\text{BAEL91, A. 7. 2. 1}).$$

$$C \geq 5 + \frac{4.5}{2} = 7.25 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on adopte : } C = 7.5 \text{ cm} \longrightarrow d = h - c = 45 - 7.5 = 37.5 \text{ cm}.$$

➤ L'E LS : (fissuration préjudiciable) :

$$M_{\max} = q_{\text{ser}} \times \frac{L^2}{2} \longrightarrow M_{\max} = 69.30 \times \frac{0.55^2}{2} = 10.48 \text{ KN.m}$$

$$A_{\text{MIN}}^{\text{BAEL}} = 0.0025 \times b \times h \longrightarrow A_{\text{MIN}}^{\text{BAEL}} = 0.0025 \times 45 \times 100 = 11.25$$

$$A_{\min} = 0.23 \times b \times h \times \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow A_{\min} = 0.23 \times 45 \times 100 \times \frac{2.1}{400} = 5.43 \text{ cm}^2$$

	M_{\max} (N)	A	β	AS(cm ²)	A _{BAEL} (cm ²)	A _{min} (cm ²)	A _{adopt} (cm ²)
ELU	14.95	0.0092	0.99	1.15	11.25	5.43	6HA16=12.06
ELS	10.48	0.0065	0.99	1.40	11.25	5.43	6HA16=12.06

Tableau.VII.5 : Ferrailage de débords.

$$A_s = \max (A_{BAEL}, A_{Ser}, A_{Smin}).$$

$$\text{Donc : } A_s = 11,25 \text{ cm}^2/\text{ml}.$$

Donc on choisit $A = 12,06 = 6HA16$ /ml avec un espacement 16 cm.

♦ **Armature de répartition :**

$$A_r = \frac{A}{4} = \frac{12,06}{4} = 3,015 \text{ cm}^2$$

Donc on choisit $A = 3,14 \text{ cm}^2 = 4HA10$ avec un espacement 12 cm.

♦ **Vérification au cisaillement :**

$$\tau_u < \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d}$$

$$V_u = q_{ser} \times L = 34,65 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{b.d} = \frac{34,65 \times 10^3}{100 \times 375} = 0,92 \text{ MPA}$$

$$\tau_u = 0,92 \text{ MPA} < \bar{\tau}_u = 0,05 \times f_{c28} = 1,25 \text{ MPA} \longrightarrow \text{condition vérifiée.}$$

Note: On peut prolonger les armatures adoptées dans les panneaux de rive jusqu'à l'extrémité du débord pour avoir un bon accrochage des armatures.

❖ **.Les sollicitations sur les nervures :**

Pour chaque sens, on fait le calcul pour la nervure la plus défavorable, puis on généralise l'étude sur toutes les nervures.

Les nervures servent d'appuis pour la dalle du radier, donc la transmission des charges s'effectue en fonction des lignes de ruptures. Afin de simplifier les calculs, les charges triangulaires et trapézoïdales peuvent être remplacées par des charges équivalentes uniformément réparties.

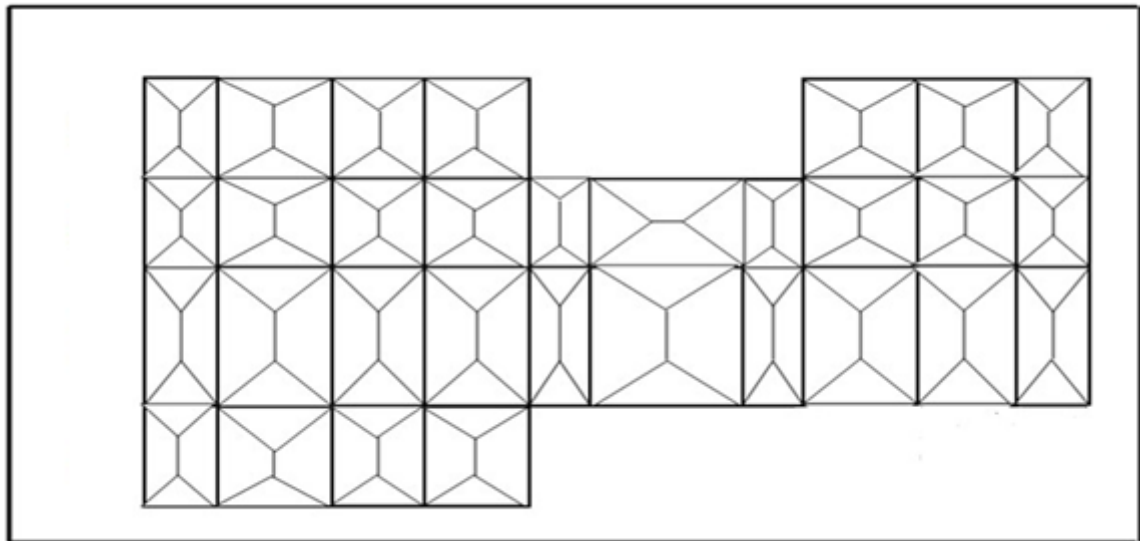


Figure VII.5 : Schéma des lignes de rupture du transfert des charges sur le radier

➤ **Charge triangulaire :**

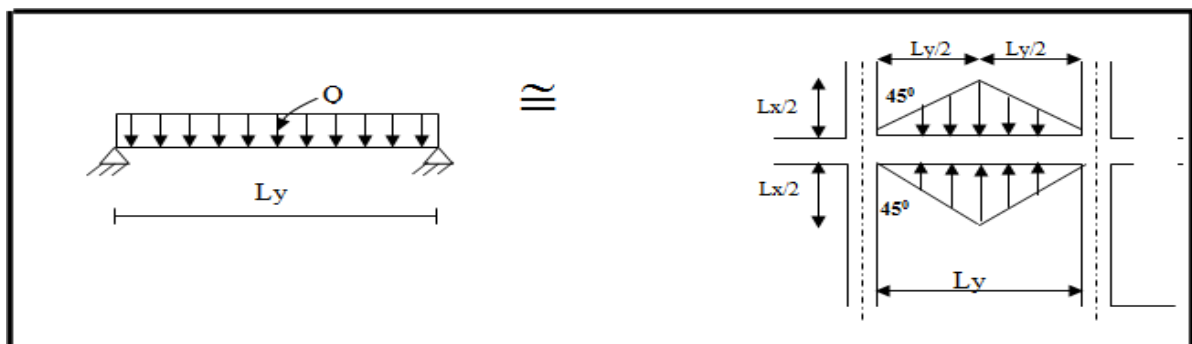


Figure VII.6 : Répartition des charges triangulaire sur les nervures.

$$P = \frac{q_u \cdot L_y}{4}$$

q : la charge équivalente produisant le moment que la charge triangulaire.

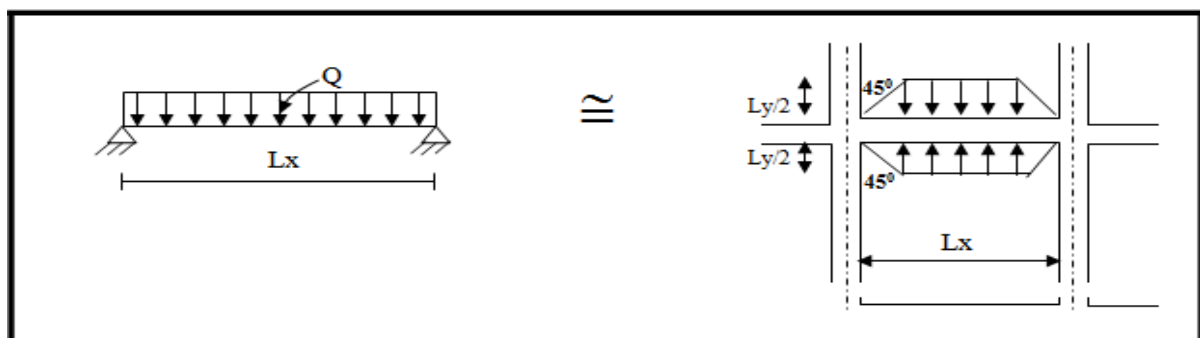


Figure VII.7 : Répartition des charges trapézoïdale sur les nervures.

$$P = \left(1 - \frac{\rho}{2}\right) \frac{q_u \cdot l_x}{2}$$

Avec :

P : charge équivalente produisant le même moment que la charge trapézoïdale.

$$\left\{ \begin{array}{l} q_u = 98.85 \text{ KN/m} \\ q_{ser} = 69.30 \text{ KN/m} \end{array} \right.$$

Calcul des sollicitations :

➤ **Sens (x-x) :**

L(m)		2.5
P (KN/m)	ELU	377.14
P (KN/m)	ELS	186.72

Tableau VIII- 6: Sollicitation sur les nervures sens (x-x).

➤ **Sens (y-y) :**

L(m)		2.5
P (KN/m)	ELU	377.14
P (KN/m)	ELS	186.72

Tableau VIII-7 : Sollicitation sur les nervures sens (y-y).

VII.7.6. : Diagrammes des sollicitations :

Le calcul des sollicitations agissant sur le radier sera effectué par le logiciel ROBOT 2025.

➤ A L'ELU :

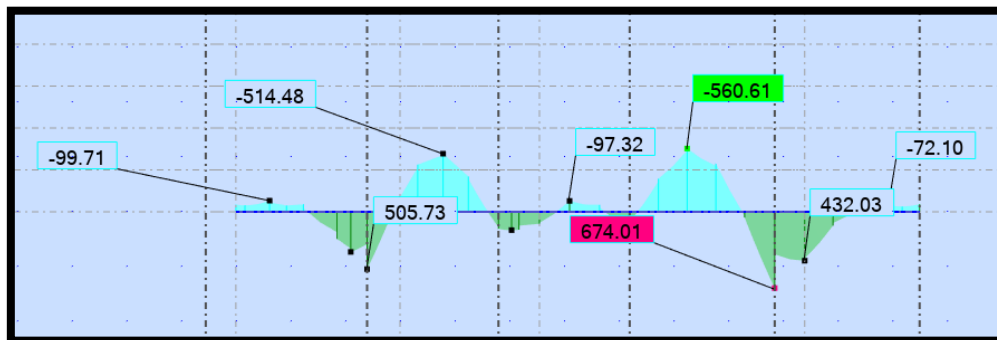
Sens Y-Y :

Tableau VIII-8 : diagramme des moments fléchissant sens (y-y).

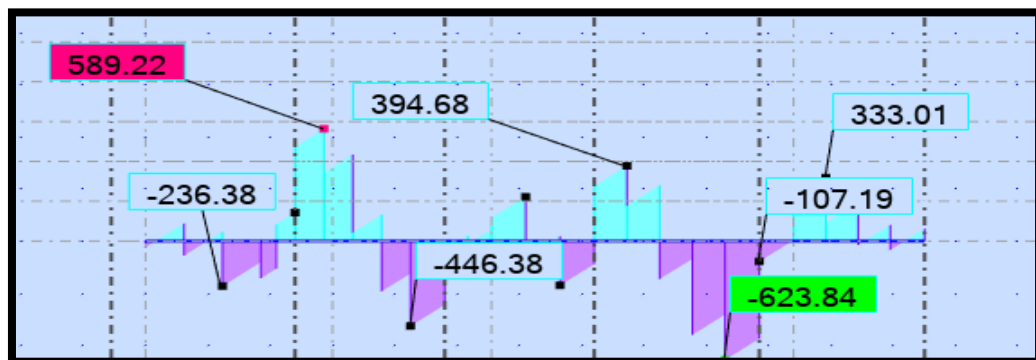


Tableau VIII-9 : diagramme des efforts tranchant sens (y-y).

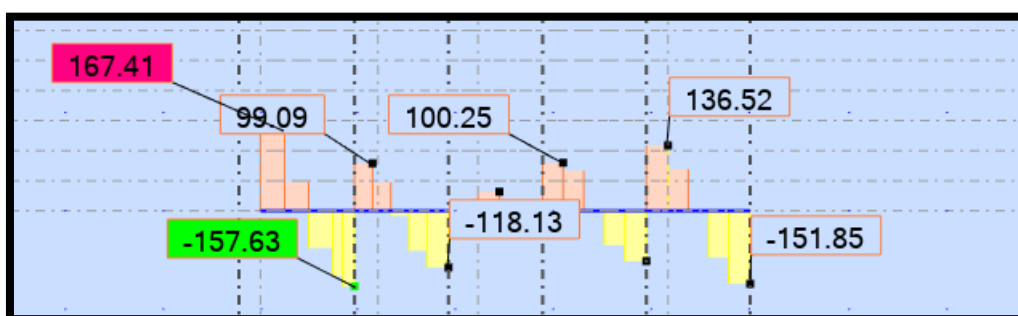
Sens X-X :

Tableau VIII-10 : diagramme des moments fléchissant sens (X- X).

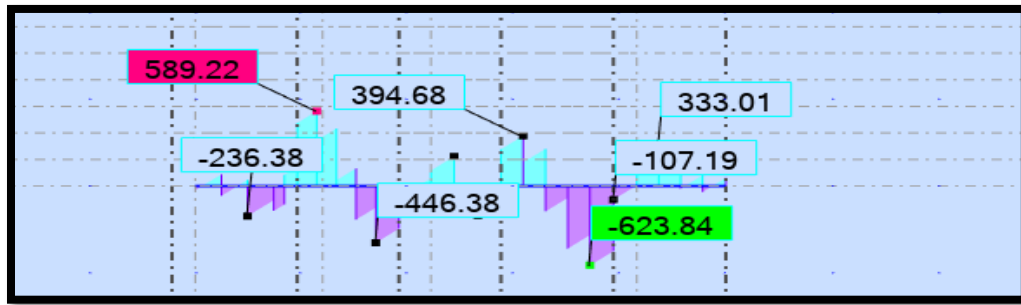


Tableau VIII-11 : diagramme des efforts tranchants sens (X-X).

➤ ELS :

Sens Y-Y :

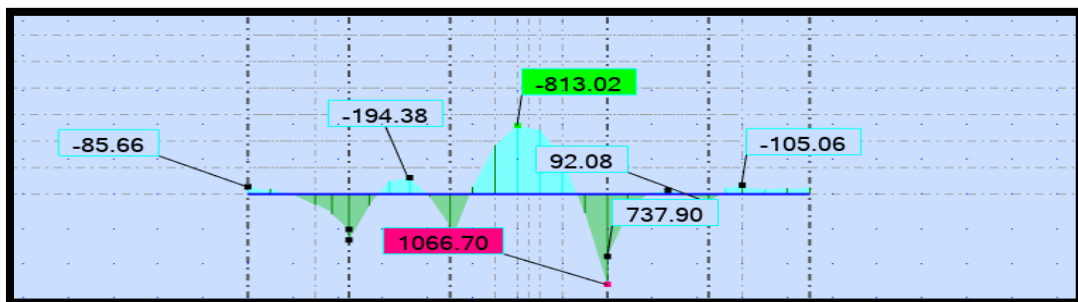


Tableau VIII-12 : diagramme des moments fléchissant sens (Y-Y).

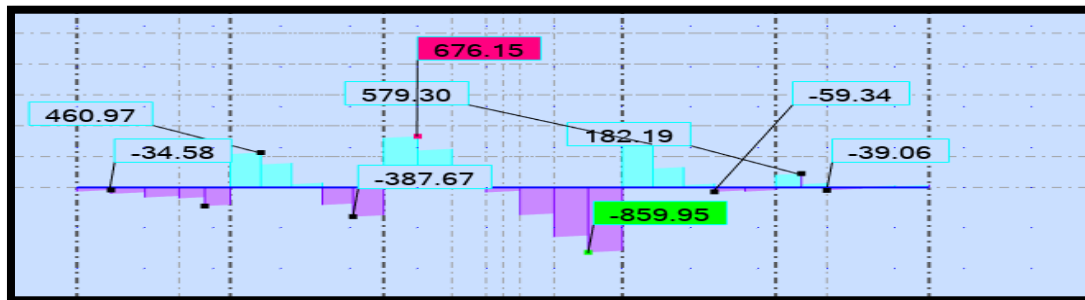


Tableau VIII-13 : diagramme des efforts tranchants sens (Y-Y).

Sens X-X :

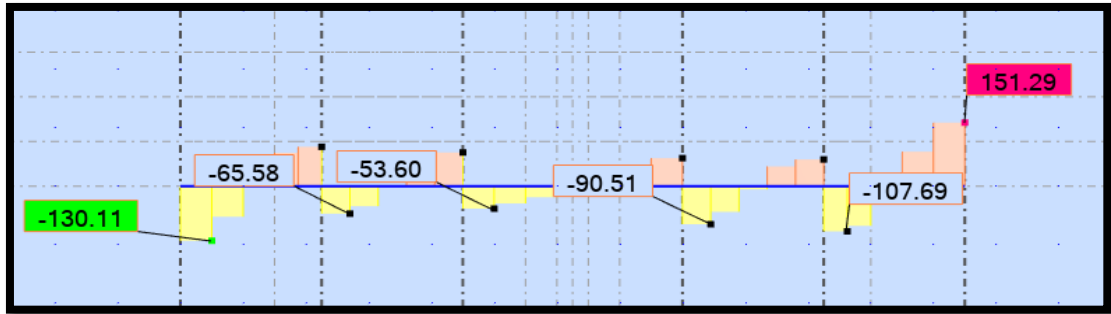


Tableau VIII-14 : diagramme des moments fléchissant sens (X-X)

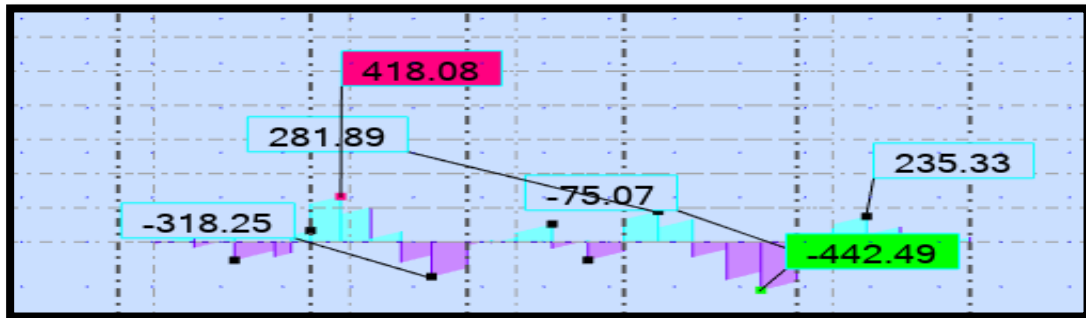


Tableau VIII-15 : diagramme des efforts tranchants sens (X-X).

VII.7. Calcul

- L'enrobage :

$$\varnothing = \frac{h}{10} = \frac{70}{10} = 7 \text{ cm} \longrightarrow (\text{BAEL91. A.7.2.1})$$

$$C \geq C_0 + \frac{\Phi}{2} = 4.5 \text{ cm}$$

$$\text{Donc on adopte : } C = 5.5 \text{ cm} \longrightarrow d = h - c = 70 - 5.5 = 64.5 \longrightarrow d = 60 \text{ cm}$$

- Calcul des armatures longitudinales :

$$\mu = \frac{M_s}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b}$$

$$A_s = \frac{M_s}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}$$

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) / \beta = (1 - 0.4\alpha)$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 14.2 \text{ MPA} \\ \sigma_b = 14.2 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_s = 348 \text{ MPA} \\ \sigma_s = 201.63 \text{ MPA} \end{array} \right.$$

➤ ELU :

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (N ×m)	157.63	167.41	560.61	674.01
μ	0.030	0.032	0.109	0.130
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
As' (cm²)	0	0	0	0
α	0.038	0.040	0.144	0.170
β	0.98	0.98	0.95	0.93
$\sigma_s (Mpa)$	348			
A_s(cm²/ml)	7.70	8.18	28.26	34.70
A_smin(cm²/ml)	27			
Choix des barres/ml	4HA25	4HA25	6HA25	8HA25
A_scorres (cm²/ml)	19.63	19.63	29.45	39.27

Tableau VIII-8 : Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELU

➤ ELS :

	Sens X-X		Sens Y-Y	
	Sur appui	En travée	Sur appui	En travée
Mu (kN ×m)	130.11	151.29	813.02	1066.70
μ	0.025	0.029	0.159	0.208
$\mu < \mu_l$	CV	CV	CV	CV
As' (cm²)	0	0	0	0
α	0.031	0.036	0.217	0.294
β	0.98	0.98	0.91	0.88
$\sigma_s (Mpa)$	201.63			
A_s(cm²/ml)	10.97	12.76	73.85	100.01
A_smin(cm²/ml)	27			
Choix des barres/ml	4HA25	4HA25	6HA40	8HA40
A_scorres (cm²/ml)	19.63	19.63	75.33	100.53

Tableau VIII-9 : Les résultats de ferrailage des nervures à L'ELS.

✓ Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \text{ b.d} \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} \longrightarrow 0.23 \times 50 \times 70 \times \frac{2.1}{4} = 4.23 \text{ cm}^2$$

✓ Pourcentage minimal des armateurs : BAEL91 (art B.6.4).

$$A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \cdot \text{b.h} \longrightarrow A_{\min}^{BAEL} = 0.001 \times 50 \times 70 = 3.5 \text{ cm}^2$$

✓ Section minimale des armateurs :

$$A_{RPA} = 0.5 \% \text{ b.h} \longrightarrow A_{RPA} = 0.5 \% \times 50 \times 70 = 17.5 \text{ cm}^2$$

• Vérification de la Contrainte de Cisaillement : BAEL91 (Article A.5.1)

$$V_u^{\max} = 623.84 \text{ (logiciel robot).}$$

$\bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$ pour la fissuration préjudiciable.

$$\tau_u = \frac{V_u}{\text{b.d}} = \frac{62384 \times 10^3}{550 \times 500} = 10.39 \text{ Mpa} > \bar{\tau}_u = 2.5 \text{ Mpa}$$

Selon BAEL le calcul des armatures transversales est nécessaire

• Armatures minimales :

➤ Armatures transversales minimales :

$$\emptyset \leq \left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \emptyset \right) \longrightarrow \text{On prend } \emptyset = 10 \text{ mm}$$

➤ Armatures transversales minimales :

$$A_t = 0.003 \cdot S_t \cdot b_t \longrightarrow A_t = 0.003 \cdot 10 \cdot 50 = 1.5 \text{ cm}^2$$

➤ Espacement des armatures transversales :

$$\text{En zone nodale : } S_t = \min \left(\frac{h}{4}; 12\emptyset \right) \longrightarrow S_t = \min \left(\frac{70}{4} = 17.5; 24 \right) \longrightarrow S_t \leq 15 \text{ cm}$$

$$\text{En zone courante : } S_t \leq \frac{h}{2} = \frac{70}{2} \longrightarrow S_t \leq 35 \text{ cm}$$

➤ La longueur de la zone nodale :

$$L' = 2 \cdot h = 2 \cdot 70 = 140 \text{ cm.}$$

➤ Détermination des armatures transversales : (B.A.E.L. A.5.1, 23).

$$\frac{A_t}{b \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 f_{tj})}{0.9 f_e}$$

$$A_t \geq \frac{1.15(10.39 - 0.3 \times 2.1) \times 15 \times 50}{0.7 \times 400} \longrightarrow A_t \geq 30.06 \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq \max(; A_t^R) = \max(30.06 ; 1.5) = 30.06 \text{ cm}^2$$

$$A_t = 4\text{HA32} = 32.17 \text{ cm}^2$$

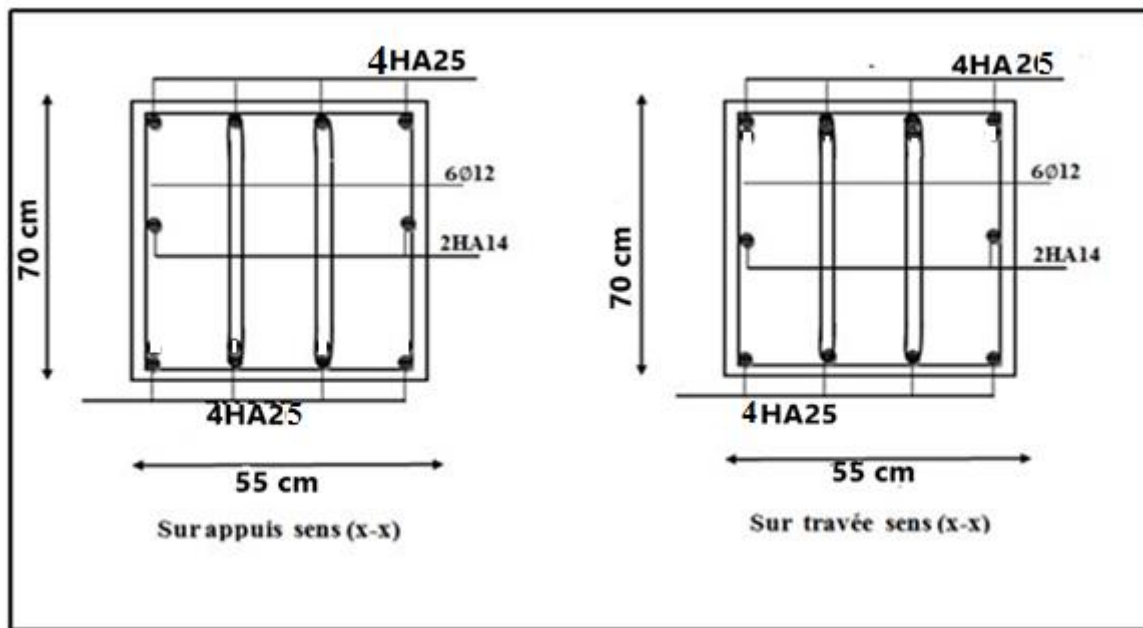


Figure.VII.16: Ferrailage des nervures (sens x-x).

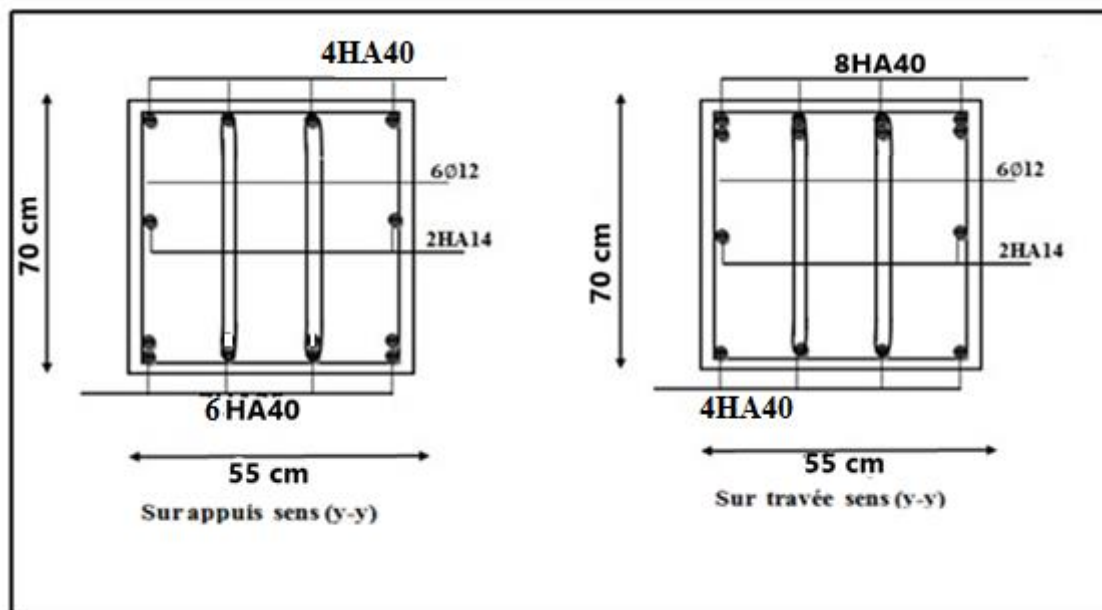


Figure.VII.17 : Ferrailage des nervures (sens Y-Y).

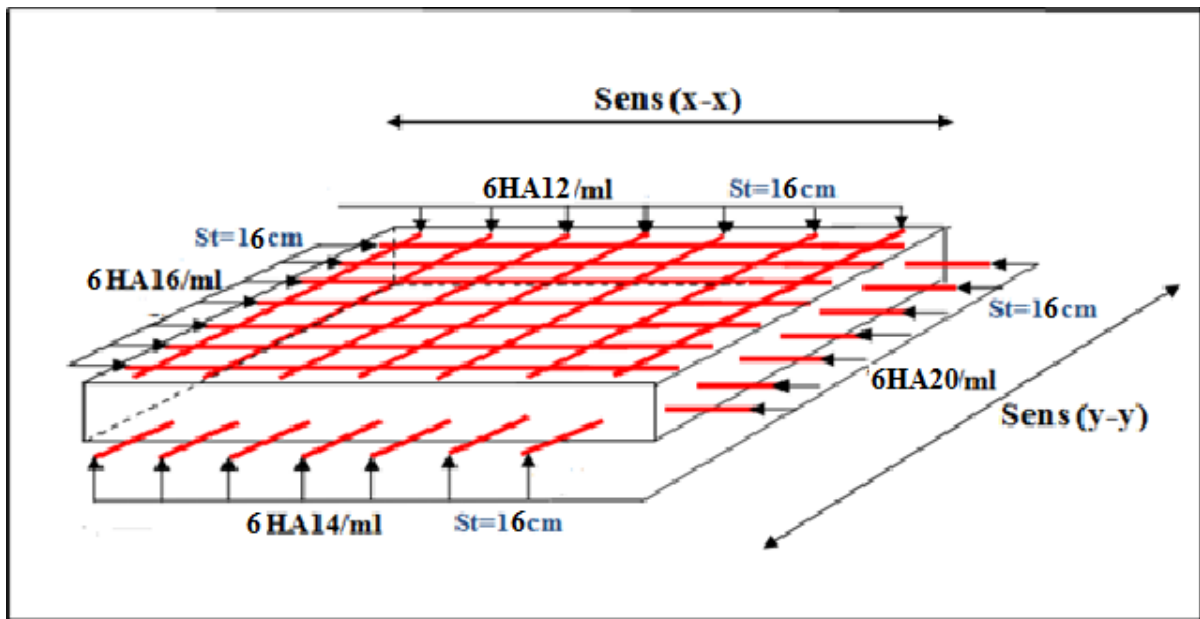


Figure.VII.18 : Ferrailage des radier

CONCLUSION GENERALE

Conclusion Générale

Ce projet de fin d'études a été l'occasion d'appréhender la complexité du domaine du génie civil, notamment par la découverte des multiples notions mises en jeu, du règlement parasismique et de son application. Cette expérience nous a aidés à mieux connaître les étapes nécessaires dans l'étude d'un bâtiment en béton armé et de bien comprendre le comportement des différents éléments de l'ouvrage afin de pouvoir appliquer les règlements en vigueur. Il nous a également permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'ingénieur. En particulier la capacité à émettre un regard critique et à essayer d'aller dans le détail quand les choses ne sont pas claires. Même si le travail effectué lors de ce Projet de Fin d'Etude n'a pas répondu à toutes les questions que nous sommes posées, il nous a néanmoins permis de mettre en application les connaissances acquises durant notre formation et d'engager des échanges avec des ingénieurs de bureaux d'études ou des bureaux de contrôle car par la mise en commun des connaissances et des expériences que l'on arrivera à avancer. Enfin, le travail que nous avons présenté est le couronnement de cinq années d'étude. Il nous permis de faire une rétrospective de nos connaissances accumulées pendant notre cursus universitaire. On souhaite avoir été à la hauteur de nos modestes prétentions et que cet humble travail servira comme point de départ à d'autres travaux qui pourront l'enrichir, l'améliorer et le compléter, et qu'il serve pour les promotions futures.

LISTE DES REFERENCES BIBLIOGRAPHI

Dans le cadre de l'élaboration de mon projet de fin d'étude, les documents suivants m'ont été d'une aide précieuse à fin de résoudre les anomalies que j'ai rencontré au cours mon projet de thèse.

REGLEMENTS :

- ❖ **RPA.V2024** : 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 : 2025** **Modélisation.**
- ❖ **Autocad 2020 :** **Dessin.**
- ❖ **Word 2010 :** **Traitement du texte.**
- ❖ **Excel 2010 :** **Dessin des courbes**