



République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique
Université AHMED BEN YAHIA EL-WANCHERISSI – TISSEMSILT
Faculté des Sciences et de la Technologie



Mémoire de fin d'étude pour l'obtention du diplôme de Master Académique en

Filière : Génie civil

Spécialité : Structures

Thème :

Étude d'un Bâtiment en R+5 Selon les Nouvelles Règles Parasismiques

Préparé par :

CHAMI Mohamed

Encadré par :

M. DJEFFAL Houcine

Soutenu le 08/07/2026

Membres de jury :

M. BOUZID Haythem

Président

M.C.A

Université de Tissemsilt

M. DJEFFAL Houcine

Encadrant

M.C.A

Université de Tissemsilt

M. BOUBEKEUR Toufik

Examineur

Professeur

Université de Tissemsilt

Année universitaire : 2025/2026



Remerciements

Qu'Allah, le Tout-Puissant, soit remercié de tout cœur, car Il m'a permis de terminer ce travail et de l'accomplir jusqu'au bout avec le courage et la volonté nécessaires.

Ce mémoire marque la fin d'un parcours, le fruit de nombreuses années de travail intensif. Je veux bien, à ce propos, je souhaite à exprimer ma profonde et sincère gratitude à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à sa réalisation.

*Tout d'abord, je tiens à exprimer mes sincères remerciements à mon encadrant **M. DJEFFAL houcine (M.C.A)**, pour son accompagnement attentif, sa patience, ses précieux conseils et surtout pour la confiance qu'il m'a accordée tout au long de cette démarche. Ses remarques pertinentes et son soutien m'ont permis d'évoluer et de structurer mes idées avec clarté.*

*Je remercie très chaleureusement les honorables membres du jury, monsieur le docteur **BOUZID Haythem** en tant que président, et monsieur le docteur **BOUBEKEUR Toufik** en tant qu'examineur, pour l'honneur de consacrer votre temps à l'évaluation de ce travail. Je vous remercie pour votre présence, votre attention, ainsi que pour les remarques, les observations et les conseils que vous apporterez, qui contribueront sans aucun doute à l'amélioration de ce projet.*

Je vous remercie infiniment de votre disponibilité et de votre bienveillance.

Enfin, je remercie chaleureusement l'ensemble du corps enseignant de l'Institut des Sciences et de technologie de l'Université de Tissemsilt, pour la qualité de la formation dispensée tout au long de mon cursus universitaire, ainsi que toutes les personnes qui ont contribué, de quelque manière que ce soit, à la réussite de ce travail.



Dédicaces

Je dédie ce travail

- ❖ ***À Dieu, le Tout-Puissant,*** *Je rends grâce à Dieu de m'avoir accordé la santé, la force, la patience et la volonté d'accomplir ce travail.*
- ❖ ***À moi-même,*** *pour tous les efforts, les sacrifices et la détermination dont j'ai fait preuve tout au long de ce parcours.*
- ❖ ***À ma chère mère,*** *Pour son amour inconditionnel, sa patience, ses prières et son soutien précieux qui ont toujours été une source de motivation et de force.*
- ❖ ***À mon cher père, Abd-elrahman,*** *Pour ses encouragements, ses sacrifices et les valeurs qu'il m'a transmises tout au long de mon parcours.*
- ❖ ***À mon frère et à ma sœur,*** *mes fidèles, pour leurs encouragements et leur présence à mes côtés.*
- ❖ ***À celle*** *qui a partagé avec moi mes nuits de veille, les détails de la fatigue et les moments d'accomplissement. Merci d'avoir toujours été là.*

Aucun mot ne saurait exprimer la profondeur de mon amour, de mon respect et de ma reconnaissance envers vous.

Je vous remercie du fond du cœur pour tout ce que vous avez fait pour moi.

Mohamed

Résumé

Ce travail porte sur l'étude technique et parasismique d'un bâtiment à usage d'habitation comportant un rez-de-chaussée et cinq étages (R+5), situé dans la commune de Tissemsilt (zone sismique II selon le RPA 2024). L'objectif est d'évaluer la résistance mécanique et la stabilité d'ensemble de l'ouvrage sous chargements statiques et dynamiques.

Les analyses, linéaires statiques et dynamiques, ont été menées à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2020. Le dimensionnement suit la méthode des états limites, conformément aux règlements en vigueur (BAEL 91 modifié 99, DTR, RPA 2024). La structure porteuse repose sur un système mixte associant voiles en béton armé, poteaux et poutres, dimensionné de manière à garantir à la fois la sécurité des occupants et la stabilité globale du bâtiment.

Mots clés : Béton armé, Analyse sismique, Stabilité structurelle, États limites, Dimensionnement, Ferrailage, RPA 2024.

ملخص

يتناول هذا العمل الدراسة الفنية والمقاومة للزلازل لمبنى سكني يتألف من طابق أرضي وخمسة طوابق (R+5)، يقع في بلدية تيسمسيلت (المنطقة الزلزالية الثانية وفقاً لـ RPA 2024). ويتمثل الهدف في تقييم المقاومة الميكانيكية والاستقرار العام للمنشأة تحت الأحمال الثابتة والديناميكية.

وقد أجريت التحليلات، الخطية الساكنة والديناميكية، باستخدام برنامج Robot Structural Analysis Professional 2020. ويتبع تحديد الأبعاد طريقة حالات الحدود، وفقاً للوائح السارية (BAEL 91 المعدلة في عام 99، DTR، RPA 2024). تستند الهيكل الحامل إلى نظام مختلط يجمع بين الجدران الخرسانية المسلحة والأعمدة والعوارض، وقد تم تحديد أبعاده بطريقة تضمن في آن واحد سلامة شاغلي المبنى واستقراره العام.

الكلمات المفتاحية: الخرسانة المسلحة، التحليل الزلزالي، الاستقرار الهيكلي، حالات الحد، تحديد الأبعاد، حديد التسليح، RPA 2024.

Abstract:

This project involves a technical and seismic study of a residential building comprising a ground floor and five stories (R+5), located in the municipality of Tissemsilt (seismic zone II according to RPA 2024). The objective is to evaluate the structural strength and overall stability of the building under static and dynamic loads.

The analyses—both linear static and dynamic—were conducted using Robot Structural Analysis Professional 2020 software. The design follows the limit state method, in accordance with current regulations (BAEL 91, amended in 1999; DTR; RPA 2024). The load-bearing structure is based on a composite system combining reinforced concrete walls, columns, and beams, designed to ensure both the safety of the occupants and the overall stability of the building.

Keywords: Reinforced concrete, Seismic analysis, Structural stability, Limit states, Design, Reinforcement, RPA 2024.

Sommaire

Chapitre I : Présentation des projets et caractéristique des matériaux.....	2
I.1. Introduction.....	3
I.2. Présentation de l'ouvrage	3
I.3. Caractéristiques dimensionnelles.....	3
I.4. Caractéristiques technique et géotechnique du sol	7
I.5. Choix du mode constructif et de la typologie de contreventement.....	7
I.5.1. Système de contreventement selon RPA 2024	7
I.5.2. Système constructif.....	7
I.6. Caractéristiques des matériaux	8
I.6.1. Propriété du béton	9
I.6.2. Propriété de l'acier.....	13
I.6.3. Action et sollicitation.....	15
I.7. Règlement utilisé dans la conception.....	17
I.8. Conclusion	17
Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et évaluation des charges.....	18
II.1. Introduction	19
II.2. Prédimensionnement des éléments secondaires	19
II.2.1. Planchers.....	19
II.2.2. Escaliers.....	20
II.2.3. Acrotère	22
II.3. Pré-dimensionnement des éléments principales	23
II.3.1. Poutre.....	23
II.4. Évaluation des charges (descente des charges)	24
II.4.1. Plancher terrasse	24
II.4.2. Plancher étage courant.....	25
II.4.3. Murs extérieurs	25

II.4.4. Murs intérieurs.....	26
II.4.5. Balcon.....	26
II.4.6. Escaliers.....	26
II.4.7. Acrotère	27
II.4.8. Décante de charges	27
II.5. Prédimensionnement des poteaux	28
II.5.1. Détermination du poteau le plus sollicité	28
II.5.2. Détermination de (a) et (b)	30
II.5.3. Dimensions retenues pour les poteaux	31
II.5.4. Vérification selon RPA.....	32
II.6. Voile	32
II.7. Conclusion	33
Chapitre III : Étude Dynamique.....	34
III.1. Introduction	35
III.2. Objectif de l'étude sismique	35
III.3. Méthode d'estimation des forces sismique	35
III.4. Modélisation de la structure	39
III.4.1. Introduction	39
III.4.2. Définition de structure.....	39
III.4.3. Positionnement des voiles	40
III.5. Configuration du spectre de réponse horizontale (RPA 2024)	40
III.5.1. Adoption des paramètres sismiques	40
III.5.2. Illustration graphique du spectre de réponse horizontale.....	41
III.6. Spectre de réponse verticale	42
III.7. Période fondamentale de la structure T_0	42
III.8. Calcul de la force sismique totale V_s par le MSE.....	43
III.8.1. Valeur de la période « T_0 ».....	44
III.8.2. Spectre de calcul.....	44

III.8.3. Calcul de la force sismique	44
III.9. Vérification des exigences du RPA 2024.....	45
III.9.1. Vérification de la période fondamentale	45
III.9.2. Vérification du nombre de modes et de la participation massique	45
III.9.3. Vérification de l'excentricité	48
III.9.4. Vérification de l'effort tranchant à la base	49
III.9.5. Vérification du système de contreventement	51
III.9.6. Vérification des efforts normaux réduits (poteaux, voiles).....	54
III.9.7. Vérification de renversement (M_s , M_r).....	54
III.9.8. Vérification de l'effet $P-\Delta$	56
III.9.9. Vérification des déplacements inter-étages.....	57
III.10. Conclusion.....	59
Chapitre IV : Étude des éléments secondaires	60
IV.1. Introduction	61
IV.2. Plancher.....	61
IV.2.1. Introduction	61
IV.2.2. Calcul des poutrelles	61
IV.2.3. Calcul des sollicitations des poutrelles type 1	67
IV.2.4. Calcul des poutrelles type 2	79
IV.2.5. Schéma de ferrailage des poutrelles.....	82
IV.2.6. Calcul du ferrailage de la dalle de compression	83
IV.3. Escaliers	84
IV.3.1. Charges et surcharges.....	84
IV.3.2. Combinaisons des charges	85
IV.3.3. Calcul des sollicitations	85
IV.3.4. Détermination de la section des armatures	88
IV.3.5. Calcul de la poutre palière.....	92
IV.3.6. Schéma de ferrailage.....	97

IV.4. Acrotère.....	98
IV.4.1. Hypothèse de calcul	98
IV.4.2. Évaluation des charges et surcharges.....	99
IV.4.3. Calcul des sollicitations	99
IV.4.4. Calcul de la section des armatures	100
IV.4.5. Détermination de la section des armatures	101
IV.4.6. Vérifications.....	103
IV.4.7. Schéma de ferrailage.....	104
IV.5. Conclusion	104
Chapitre V : Calcul des éléments principaux	105
V.1. Introduction	106
V.2. Ferrailage des poutres.....	106
V.2.1. Armatures minimales.....	106
V.3. Poutre principale.....	107
V.3.1. Calcul des armatures longitudinales.....	107
V.3.2. Calcul des armatures transversales.....	112
V.3.3. Vérifications	112
V.3.4. Schéma de ferrailage	115
V.4. Poutre secondaire	116
V.4.1. Calcul des armatures longitudinales.....	116
V.4.2. Calcul des armatures transversales.....	121
V.4.3. Vérifications	121
V.4.4. Schéma de ferrailage	124
V.5. Ferrailage des poteaux.....	124
V.5.1. Sollicitation de calcul	125
V.5.2. Calcul de la section des armatures longitudinales.....	126
V.5.3. Vérifications	128
V.5.4. Calcul de la section des armatures transversales.....	130

V.5.5. Schéma du ferrailage	133
V.6. Voiles.....	133
V.6.1. Introduction	133
V.6.2. Représentation des voiles	134
V.6.3. Vérification exigée	134
V.6.4. Ferrailage des voiles et des trumeaux.....	134
V.6.5. Ferrailage des éléments des rives	139
V.6.6. Ferrailage de l'âme	142
V.6.7. Vérifications	144
V.6.8. Schéma de ferrailage	152
V.7. Conclusion.....	152
Chapitre VI : Étude de l'infrastructure	153
VI.1. Introduction	154
VI.2. Calcul des fondations	154
VI.3. Choix du type des fondations.....	154
VI.4. Radier général	156
VI.4.1. Prédimensionnement du radier nervuré	156
VI.4.2. Détermination de la hauteur de la poutre de libage	158
VI.4.3. Vérification de la stabilité au renversement.....	158
VI.4.4. Vérification au poinçonnement.....	159
VI.4.5. Vérification des contraintes pour la poutre de libage.....	159
VI.4.6. Vérification de la contrainte de cisaillement.....	160
VI.4.7. Vérification de l'effet de sous-pression.....	160
VI.4.8. Vérification de la contrainte du sol sous radier.....	161
VI.4.9. Évaluation des charges pour le calcul du radier.....	163
VI.4.10. Ferrailage du radier	163
VI.4.11. Vérification de l'espacement	166
VI.4.12. Ferrailage des poutres de libage.....	166

VI.4.13. Calcul des armatures transversales	170
VI.4.14. Schéma de ferrailage.....	171
VI.5. Conclusion	172

Liste des tableaux

Chapitre I : Présentation des projets et caractéristique des matériaux

Tableau I.1 Les caractéristiques dimensionnelles	3
Tableau I.2 F_e en fonction du type d'acier.....	13

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et évaluation des charges

Tableau II.1 Prédimensionnement des poutres	23
Tableau II.2 Vérification des sections des poutres selon RPA	24
Tableau II.3 Charges et surcharges du plancher terrasse	24
Tableau II.4 Charges et surcharges des étages courants	25
Tableau II.5 Charge des murs extérieurs.....	25
Tableau II.6 Charge des murs intérieurs	26
Tableau II.7 Charges et surcharges des balcons.....	26
Tableau II.8 Charge et surcharge de paillasse.....	26
Tableau II.9 Charges et surcharges de palier	27
Tableau II.10 Charges d'acrotère	27
Tableau II.11 Dégression des charges d'exploitation	28
Tableau II.12 Prédimensionnement des poteaux.....	31

Chapitre III : Étude Dynamique

Tableau III.1 Facteur de qualité selon RPA 2024	41
Tableau III.2 La période fondamentale et la fréquence de la structure	42
Tableau III.3 Poids total de la structure	43
Tableau III.4 Détermination de période « T_0 » et coefficient de correction « λ ».....	44
Tableau III.5 Les vérifications des exigences du RPA 2024	45
Tableau III.6 Contrôle de la période fondamentale de la structure	45
Tableau III.7 Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT.....	46
Tableau III.8 Contrôle de l'excentricité.....	49
Tableau III.9 Répartition de l'effort tranchant sur les niveaux.....	50
Tableau III.10 Répartition de la force sismique sur les niveaux	50
Tableau III.11 Contrôle de l'effort tranchant à la base	51
Tableau III.12 Calcul de rayon de giration.....	52
Tableau III.13 Calcul des rayons de torsion.....	53
Tableau III.14 Vérification de l'effet noyau	53
Tableau III.15 Vérification de la distribution de l'effort tranchant.....	53
Tableau III.16 Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux	54
Tableau III.17 Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles.....	54

Tableau III.18 Vérification de renversement suivant x-x.....	55
Tableau III.19 Vérification de renversement suivant y-y.....	55
Tableau III.20 Vérification de l'effet P- Δ suivant x-x	56
Tableau III.21 Vérification de l'effet P- Δ suivant y-y	57
Tableau III.22 Calculs des déplacements relatifs	57
Tableau III.23 Déplacement limite.....	58
Tableau III.24 Vérifications des déplacements inter étages suivant le sens (x-x)	58
Tableau III.25 Vérifications des déplacements inter étages suivant le sens (y-y)	59

Chapitre IV : Étude des éléments secondaires

Tableau IV.1 Schéma statique des poutrelles.....	66
Tableau IV.2 Méthodes adaptent.....	66
Tableau IV.3 Charge supporte par les poutrelles	67
Tableau IV.4 Les sollicitations des poutrelles type 1 en (RDC ; EC) a ELU ; ELS	69
Tableau IV.5 Les sollicitations des poutrelles type 1 en (terrasse) a ELU ; ELS	69
Tableau IV.6 Sollicitations maximales dans les différents types des poutrelles de la terrasse	70
Tableau IV.7 Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles RDC ; EC ; Terrasse.....	70
Tableau IV.8 Vérifications des compressions.....	76
Tableau IV.9 Les sollicitations des poutrelles type 2 en (RDC ; EC ; T) a ELU ; ELS	80
Tableau IV.10 Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles RDC ; EC ; Terrasse.....	80
Tableau IV.11 Tableau récapitulatif du calcul des armatures des poutrelles type2 à l'ELU ...	81
Tableau IV.12 Vérification des poutrelles type 2 à ELU	82
Tableau IV.13 Vérifications des contraintes de compression des poutrelles type 2	82
Tableau IV.14 Vérification de flèche des poutrelles type 2	82
Tableau IV.15 Combinaisons des charges l'escalier.....	85
Tableau IV.16 Calculs des armatures de la poutre palière a ELU	94

Chapitre V : Calcul des éléments principaux

Tableau V.1 Caractéristiques mécaniques des matériaux	106
Tableau V.2 Dimension de la section.....	107
Tableau V.3 Tableau des moments fléchissant	107
Tableau V.4 Tableau des efforts tranchants	107
Tableau V.5 Calcul des armatures longitudinales en flexion simple	111
Tableau V.6 Choix des armatures	111
Tableau V.7 Ancrage des crochets	112
Tableau V.8 Espacement dans les zones (nodale ; courante).....	112
Tableau V.9 Vérification de la contrainte de cisaillement	113
Tableau V.10 Vérification de la contrainte de compression	113

Tableau V.11 Vérification des armatures inférieures d'appuis	114
Tableau V.12 Vérification de contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire	114
Tableau V.13 Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé	114
Tableau V.14 La contrainte admissible de traction.....	115
Tableau V.15 Vérification de la flèche des poutres	115
Tableau V.16 Dimension de la section.....	116
Tableau V.17 Tableau des moments fléchissant	116
Tableau V.18 Tableau des efforts tranchants	116
Tableau V.19 Calcul des armatures longitudinales en flexion simple	119
Tableau V.20 Choix des armatures	120
Tableau V.21 Ancrage des crochets.....	121
Tableau V.22 Espacement dans les zones (nodale ; courante).....	121
Tableau V.23 Vérification de la contrainte de cisaillement	122
Tableau V.24 Vérification de la contrainte de compression	122
Tableau V.25 Vérification des armatures inférieures d'appuis	122
Tableau V.26 Vérification de contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire	123
Tableau V.27 Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé	123
Tableau V.28 La contrainte admissible de traction.....	123
Tableau V.29 Vérification de la flèche des poutres	124
Tableau V.30 Caractéristiques mécaniques des matériaux	125
Tableau V.31 Les sections minimal et maximal imposée par le RPA 2024	125
Tableau V.32 Les sollicitations défavorables pour les poteaux P1	126
Tableau V.33 Les sollicitations défavorables pour les poteaux P2	126
Tableau V.34 Section des armatures théorique nécessaire pour le ferrailage des poteaux ...	127
Tableau V.35 Choix des armatures des poteaux pour RPA 2024	127
Tableau V.36 Effort tranchant maximale dans les poteaux	128
Tableau V.37 Vérification de sollicitation tangente selon RPA	129
Tableau V.38 Vérification de stabilité de forme selon RPA 2024.....	130
Tableau V.39 Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé	130
Tableau V.40 Espacement dans les zones (nodale ; courante).....	131
Tableau V.41 Vérification de l'espacement selon RPA	132
Tableau V.42 Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales des poteaux	132
Tableau V.43 Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles	134
Tableau V.44 Les sollicitations des voiles issus d'analyse.....	135
Tableau V.45 Les sollicitations de calcul des voiles selon RPA 2024	137
Tableau V.46 Les résultats des ferrailages.....	141

Tableau V.47 Choix d'armatures	142
Tableau V.48 Choix d'armatures	143
Tableau V.49 Choix d'armatures	144
Tableau V.50 Vérification de stabilité de forme selon RPA 2024.....	151
Tableau V.51 Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé	151

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Tableau VI.1 Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinal.....	168
Tableau VI.2 Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens transversal.....	169

Liste des figures

Chapitre I : Présentation des projets et caractéristique des matériaux

Figure I.1 Plan d'étage RDC	4
Figure I.2 Plan des étages courants	4
Figure I.3 Plan de toiture	5
Figure I.4 Coupe A-A d'escalier	5
Figure I.5 Façade principale	6
Figure I.6 Façade postérieure	6
Figure I.7 Module de déformation instantané et différée	10
Figure I.8 Diagramme des contraintes du béton	11
Figure I.9 Diagramme des contraintes limite du béton	12
Figure I.10 Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU	14

Chapitre II : Prédimensionnement des éléments et évaluation des charges

Figure II.1 Coupe verticale de plancher à corps creux	20
Figure II.2 Plancher a corps creux	20
Figure II.3 Schéma d'un escalier	21
Figure II.4 Dimensionnement d'acrotère	23
Figure II.5 Coupe du plancher terrasse	25
Figure II.6 Schéma statique de la descente de charge	28
Figure II.7 Vue en plan poteau le plus sollicité	29
Figure II.8 Détaille sur le poteau plus sollicité	29
Figure II.9 Détails des coffrages des poteaux	32
Figure II.10 Schéma d'un voile	32

Chapitre III : Étude Dynamique

Figure III.1 Vue en 3D sur le modèle	39
Figure III.2 Vue en plan sur le modèle	40
Figure III.3 Positionnement des voiles	40
Figure III.4 Représentation graphique des spectres de réponse	41
Figure III.5 Représentation graphique des spectres de réponse	42
Figure III.6 Représentation de la force sismique sur la structure	43
Figure III.7 Translation de la structure selon l'axe y-y	46
Figure III.8 Translation de la structure selon l'axe x-x	47
Figure III.9 Rotation de la structure selon l'axe Z-Z	47
Figure III.10 Présentation graphique des centres de masse et de rigidité du bâtiment	49
Figure III.11 Application des forces nodales	52

Figure III.12 Effet P- Δ	56
---------------------------------------	----

Chapitre IV : Étude des éléments secondaires

Figure IV.1 Dimensionnement des poutrelles	61
Figure IV.2 Diagrammes du moment corrigé	62
Figure IV.3 Diagrammes d'effort tranchants	64
Figure IV.4 Disposition des poutrelles dans le plancher RDC	64
Figure IV.5 Disposition des poutrelles dans le plancher EC.....	65
Figure IV.6 Disposition des poutrelles dans le plancher terrasse.....	65
Figure IV.7 Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul.....	67
Figure IV.8 Diagramme des moments fléchissant M [KN.m]	69
Figure IV.9 Diagramme des efforts tranchants T [KN]	69
Figure IV.10 La section des poutrelles.....	70
Figure IV.11 Travée de poutrelle armée en section	71
Figure IV.12 Section de poutrelle a ferrailé en appui	72
Figure IV.13 Schéma statique des poutrelles type 2	80
Figure IV.14 Diagrammes du moment fléchissant du poutrelle type 2 (terrasse).....	81
Figure IV.15 Diagrammes de l'effort tranchant du poutrelle type 2 (terrasse).....	81
Figure IV.16 Schéma de ferrailage des poutrelles type 1	82
Figure IV.17 Schéma de ferrailage des poutrelles type 2	83
Figure IV.18 Schéma de ferrailage de la dalle de compression	84
Figure IV.19 Diagrammes des charges reparties a (ELU ; ELS)	85
Figure IV.20 Méthode des sections en ELU	86
Figure IV.21 Diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier	87
Figure IV.22 Section d'acrotère à ferrailer	88
Figure IV.23 Section de palier a ferrailé	89
Figure IV.24 Schéma statique de la poutre palière	93
Figure IV.25 Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière.....	94
Figure IV.26 Effet de torsion sur la poutre palière	96
Figure IV.27 La section creuse équivalente	97
Figure IV.28 Schéma de ferrailage d'escalier	97
Figure IV.29 Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	98
Figure IV.30 Schéma statique d'acrotère	98
Figure IV.31 Section d'acrotère à ferrailer	101
Figure IV.32 Schéma du ferrailage d'acrotère	104

Chapitre V : Calcul des éléments principaux

Figure V.1 Dimensionnement des poutres principales.....	107
---	-----

Figure V.2 Crochets courants de 90°	112
Figure V.3 Vérification de la contrainte de bielle	113
Figure V.4 Schéma de ferrailage de poutre principale.....	115
Figure V.5 Dimensionnement des poutres principales.....	116
Figure V.6 Crochets courants de 90°	120
Figure V.7 Schéma de ferrailage de poutre secondaire.....	124
Figure V.8 Section du poteau à ferrailer	126
Figure V.9 Exemple de ferrailage d'un poteau.....	127
Figure V.10 Détails de zone nodale	132
Figure V.11 Schéma du ferrailage des poteaux.....	133
Figure V.12 Les types des voiles dans la structure	134
Figure V.13 Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant selon RPA 2024	136
Figure V.14 Diagrammes d'enveloppe de calcul des moments fléchissant des voiles	137
Figure V.15 Zone critique a la base de voile-RPA2024	138
Figure V.16 Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte-RPA 2024.....	138
Figure V.17 Éléments de rive pour les voiles-RPA 2024	139
Figure V.18 Schéma de ferrailage des voiles (01 ;02)	152

Chapitre VI : Étude de l'infrastructure

Figure VI.1 Radier générale	156
Figure VI.2 Réactions de sol à ELU	161
Figure VI.3 Réactions de sol à ELS	162
Figure VI.4 Réactions de sol à ELA	162
Figure VI.5 Schéma du panneau le plus défavorable.....	163
Figure VI.6 Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	166
Figure VI.7 Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture.....	168
Figure VI.8 Schéma de ferrailage de la poutre libage suivant le sens longitudinal	171
Figure VI.9 Schéma de ferrailage de la poutre libage suivant le sens transversal	171

Liste des symbols

Symbole	Notation
A_s	Section d'aciers tendue
A_s'	Section d'aciers Comprimés
A_{max}, A_{min}	Section d'acier maximale et minimale
A_t	Section d'un cours d'armatures transversales
B_r	Section réduite
E_s	Module d'élasticité
G	Action permanente
Q	Charge d'exploitation
I_0	Moment d'inertie de la section totale homogène
M_a	Moment sur appuis
M_{ser}	Moment fléchissant à E.L. S
M_u	Moment fléchissant à E.L. U
M_t	Moment Sur Travée
M_{RD}	Le moment résistant à la flexion
M_{ED}	Le moment fléchissant issu de l'analyse
N_{ser}	Effort Normal De Service
N_u	Effort Normal Ultime
V_u	Effort tranchant A L'E.L. U
$b - h$	Dimensions en plans d'une poutre
$b_c - h_c$	Dimensions en plans d'un poteau
b_l	Largeur d'une aile de tension en T
d	Hauteur utile d'une section
e_0	Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
f_{cj}	Résistance caractéristique du béton à la comprime à- j- jours
f_{c28}	Résistance caractéristique du béton à la compression à 28 j
f_e	Limite d'élasticité de l'acier
h_0	Hauteur d'une table de compression
i	Rayon de giration
l_f	Hauteur de flambement
l_i	Portée de travée
l_r	Longueur de recouvrement
l_s	Longueur de scellement
b_w	L'épaisseur du voile
l_w	Longueur du voile
l_c	Longueur critique
h_w	Hauteur du voile
h_e	Hauteur d'étage

h_{cr}	Hauteur critique
S_t	Espacement des armatures transversales
ε_{bc}	Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé
ε_s	Allongement relatif des aciers tendus
ε_{cu}	Déformation critique du béton
π	Coefficient de fissuration
λ	Élancement géométrique
μ	Coefficient de frottement acier /béton
ν	Coefficient de poisson ; effort normal réduit
ν_d	Effort normal réduit
σ_{bc}	Contrainte de compression du béton
σ_s	Contrainte de traction de l'acier
τ_u	Contrainte tangentielle conventionnelle
Φ	Diamètre d'une barre
Φ_l	Diamètre d'une barre longitudinal
Φ_t	Diamètre d'une barre transversale
α	Déformation critique du béton
μ_ϕ	Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure
$\varepsilon_{sy d}$	Valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier
ω_v	Pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes
V_{st}	Volume des armatures de confinement
χ_u	La position de l'axe neutre correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton
V_b	Volume du noyau en béton

Liste d'abréviation

Abréviation	Notation
E.L. S	Etat Limite de Service
E.L. U	Etat Limite Ultime
PP	Poutre principe
PS	Poutre secondaire
P1	Poteau 40x40
P2	Poteau 35x35
V1	Voile type 1
V2	Voile type 2
BA	Béton armé
C.V	Condition vérifiée
C.N.V	Condition non vérifiée
RPA	Règlement Parasismique Algérien

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Introduction générale

Introduction générale :

La conception et le calcul des structures en béton armé occupent une place centrale en génie civil, en particulier dans un pays comme l'Algérie, exposé à un risque sismique non négligeable. L'ingénieur doit à la fois maîtriser les méthodes de calcul et respecter les normes en vigueur, afin de produire des ouvrages sûrs, économiques et réglementaires.

Ce mémoire de fin d'études porte sur l'étude complète d'un bâtiment en béton armé de cinq étages à usage d'habitation, implanté dans la wilaya de Tissemsilt (zone sismique II selon le RPA 2024). L'objectif est de mener l'analyse structurelle de l'ouvrage dans son ensemble, du prédimensionnement des éléments porteurs jusqu'au dimensionnement des fondations, en passant par le calcul des éléments principaux et secondaires, conformément au BAEL 91 révisé 99, au CBA93 et au RPA 2024.

Le mémoire s'organise en six chapitres. Le premier présente le projet, les hypothèses de calcul et la réglementation appliquée. La deuxième porte sur le prédimensionnement des éléments structuraux (poteaux, poutres, dalles), préalable indispensable aux vérifications aux états limites ultimes (ELU) et de service (ELS). Le troisième développe l'étude sismique, conduite avec le logiciel Robot Structural Analysis conformément au DTR BC 2.48 (RPA 2024), afin de vérifier la capacité de la structure à résister aux sollicitations sismiques.

Les chapitres suivants traitent successivement du dimensionnement des planchers (corps creux et dalles pleines), des portiques et des voiles, des éléments non structuraux (escaliers, acrotères), puis de l'infrastructure et du choix des fondations, en tenant compte de la nature du sol et des charges transmises par la superstructure.

Ce travail nous a permis de mettre en pratique, sur un cas concret, l'ensemble des connaissances acquises durant notre formation, en abordant les différentes étapes de conception d'un bâtiment conforme aux exigences techniques, économiques et réglementaires actuelles.

Chapitre I

Présentation des projets et

Caractéristique des matériaux

I.1 Introduction :

La conception d'une structure en béton armé s'appuie sur un socle de connaissances techniques que l'ingénieur mobilise pour aboutir à un ouvrage à la fois fiable et économiquement viable. C'est cette logique qui structure l'ensemble de notre projet de fin d'études. Ce premier chapitre pose les bases du travail : il rappelle les notions essentielles et présente le projet étudié, à savoir un bâtiment en béton armé de cinq étages, dimensionné conformément au BAEL 91 révisé 99, au CBA93 et au RPA 2024.

I.2 Présentation de l'ouvrage :

Le projet consiste à dimensionner et calculer les éléments porteurs d'un bâtiment de cinq étages à usage d'habitation, de forme irrégulière au sens de l'article 3.7.1 du RPA. L'ouvrage, contreventé par un système mixte portiques-voiles, est implanté dans la wilaya de Tissemsilt, classée en zone sismique II par le règlement RPA 2024 actuellement en vigueur. Les sections suivantes détaillent la géométrie de la structure, ses composants et leurs propriétés mécaniques.

I.3 Caractéristiques dimensionnelles :

La structure étudiée présente les caractéristiques géométriques suivantes :

Tableau I.1 : Les caractéristiques dimensionnelles

Largeur en plan	Longueur en plan	Hauteur de RDC	Hauteur des étages courants	Hauteur total	Hauteur de l'acrotère
22.10 m	28.30 m	3.24 m	3.24 m	19.44 m	0.60 m

- Les différentes vues et coupes de la structure sont illustrées par les cinq figures suivantes (de la Figure I.1 à Figure I.6) :

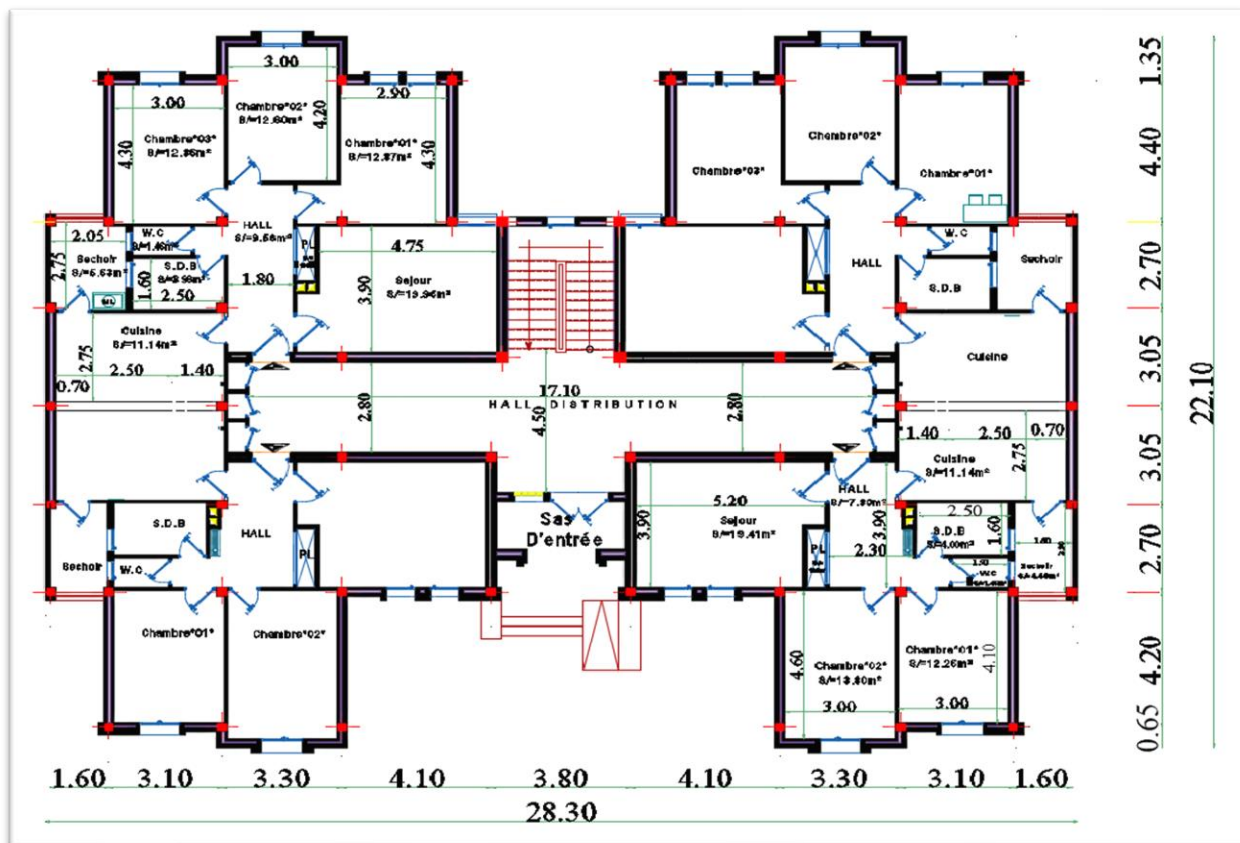


Figure I.1 : Plan d'étage RDC

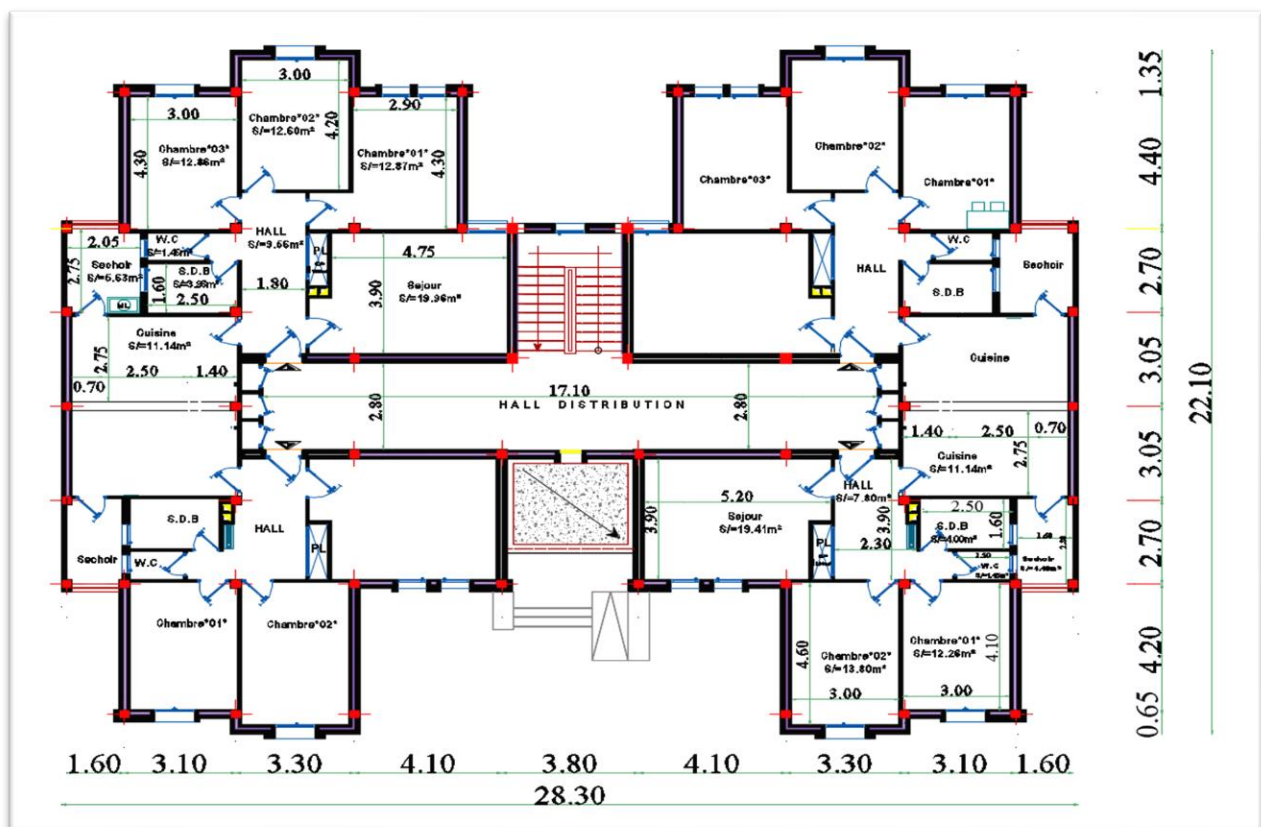


Figure I.2 : Plan des étages courants

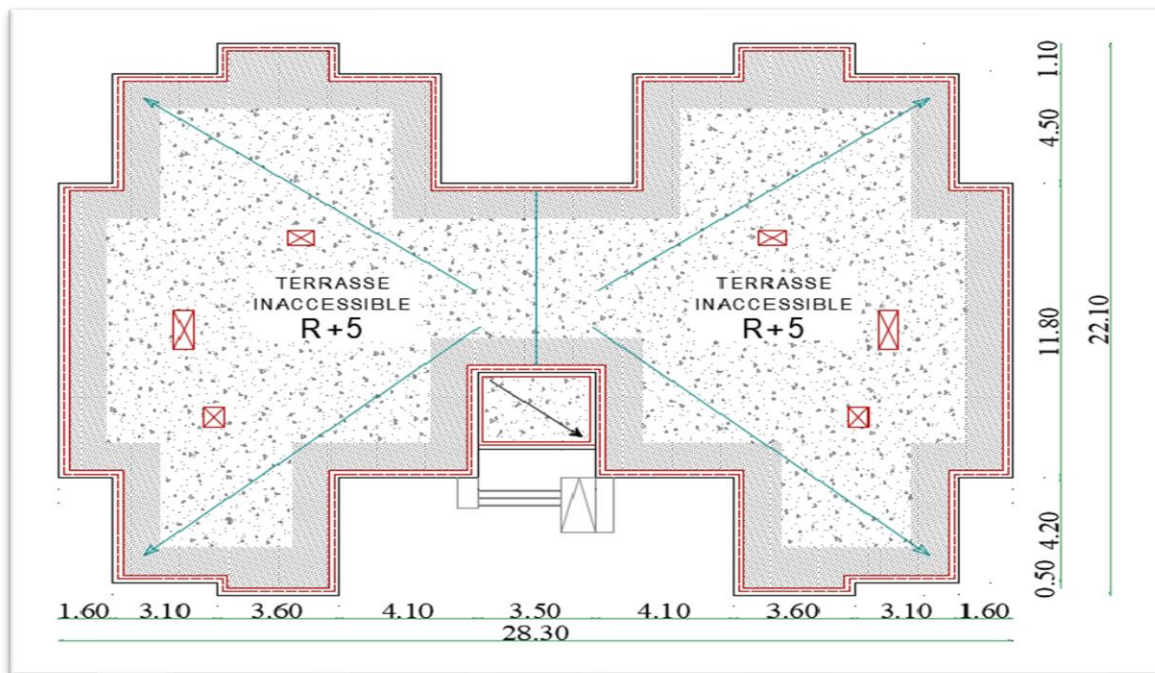


Figure I.3 : Plan de toiture

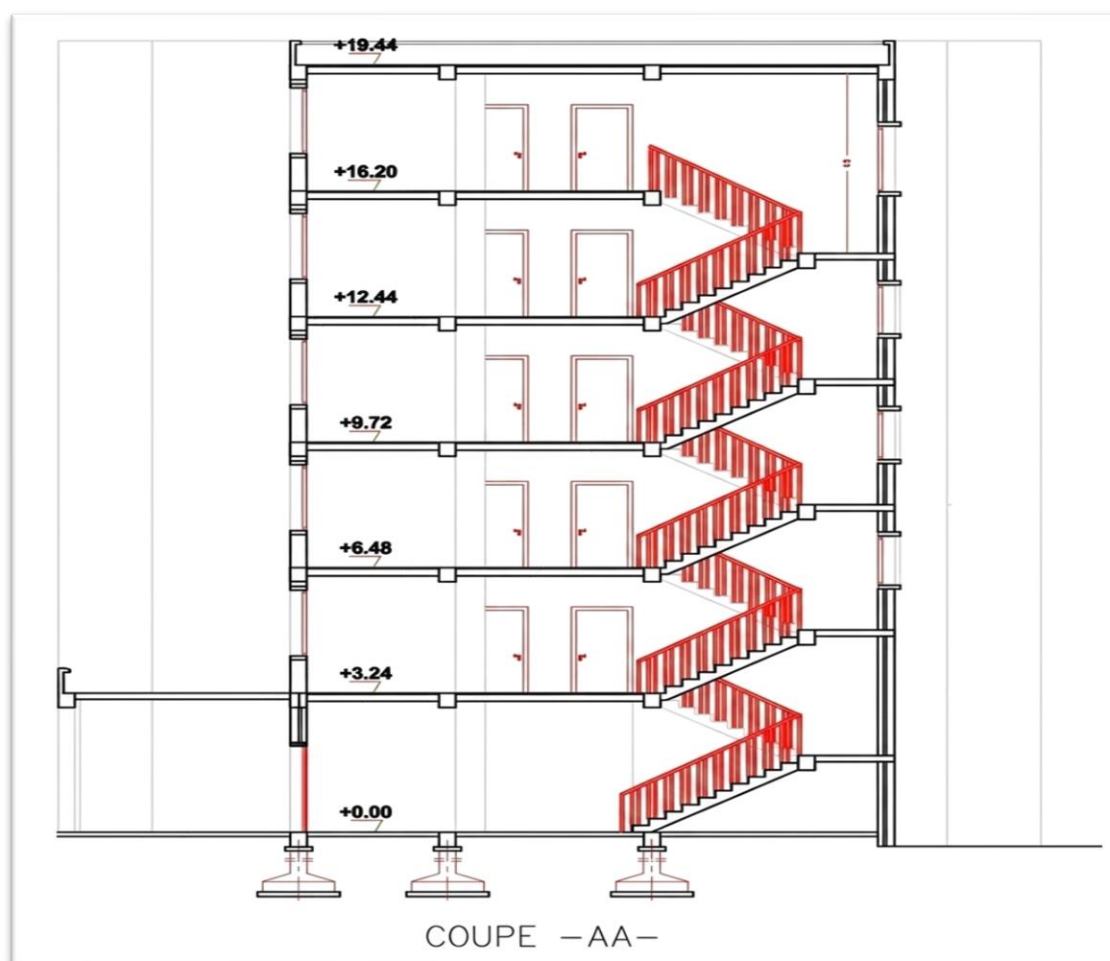


Figure I.3 : Coupe A-A d'escalier



Figure I.5 : Façade principale



Figure I.6 : Façade postérieure

I.4 Caractéristiques technique et géotechnique du sol :

- Le projet susmentionné est un bâtiment situé dans la Wilaya de Tissemsilt est classé en zone **II** (Selon RPA 2024). [3]
- L'ouvrage appartient au groupe d'usage 2.
- Le site est considéré comme un site meuble (S3) Selon RPA 2024.
- Contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 2.00$ bars.
- L'ancrage : $D = 2.00$ m.
- Raideur du sol : $K_z = 24803.35$ KN/m³

I.5 Choix du mode constructif et de la typologie de contreventement**I.5.1 Système de contreventement selon RPA 2024 :**

Le bâtiment est constitué de six étages apportant une hauteur cumulative de 20,04 mètres, implanté dans une région à moyenne sismicité (**II**). Le RPA 2024, dans son article 3.5, établit plusieurs limitations concernant la sélection du système de contreventement. Le système proposé pour ce bâtiment est un système de contreventement constitué par des voiles.

I.5.2 Système constructif :**I.5.2.1 Eléments de la structure :****a) Planchers :**

Les planchers constituent les éléments horizontaux qui séparent les différents niveaux d'un bâtiment. Ils servent de support aux revêtements de sol et reprennent les charges permanentes ainsi que les charges d'exploitation avant de les transmettre aux éléments porteurs de la structure. Les planchers les plus couramment utilisés sont les planchers à corps creux et les dalles pleines en béton armé.

Outre leur rôle de séparation entre les étages, ils assurent plusieurs fonctions essentielles :

- **Fonction structurelle** : ils reprennent leur poids propre ainsi que les différentes charges appliquées et les transmettent aux poutres, voiles et poteaux.
- **Fonction d'isolation** : ils contribuent à améliorer les performances thermiques et acoustiques entre les différents niveaux du bâtiment.

b) Poutres :

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux principalement sollicités en flexion. Leur rôle est de reprendre les charges provenant des planchers et de les transmettre aux poteaux ou aux voiles porteurs. Selon leur fonction dans la structure, elles sont classées en deux catégories:

- Poutres principales ;
- Poutres secondaires.

c) Poteaux :

Les poteaux constituent les principaux éléments porteurs verticaux de la structure. Ils reçoivent les charges provenant des poutres et les transmettent aux fondations afin d'assurer la stabilité de l'ouvrage.

d) Voiles :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé réalisés par coulage en place. Ils jouent un double rôle : d'une part, ils transfèrent les charges verticales, et d'autre part, ils garantissent la stabilité face aux charges horizontales.

e) Escaliers :

Il s'agit d'éléments secondaires en béton armé, réalisés directement sur le chantier par coulage en place. Ces éléments assurent l'accessibilité d'un niveau à un autre.

f) Acrotère :

Cet élément intégré dans le plancher de la terrasse est destiné à protéger la jonction entre celui-ci et la pente contre les infiltrations d'eau pluviale, tout en assurant une fonction de garde-corps.

g) Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment est composée de briques creuses de la manière suivante :

- **Les murs extérieurs** sont formés de deux parois de briques creuses, l'une de 10 cm et l'autre de 15 cm d'épaisseur, avec un espace d'air de 5 cm entre elles.
- **Les murs intérieurs** sont constitués d'une seule paroi de briques d'une épaisseur de 10cm.

h) Revêtement :

Les travaux de finition prévus pour ce bâtiment comprennent les revêtements suivants :

- Application d'un enduit en plâtre sur les plafonds afin d'assurer une finition uniforme.
- Réalisation d'un enduit en ciment sur les murs extérieurs ainsi que sur les cloisons.
- Pose d'un revêtement en carrelage au niveau des planchers.
- Mise en œuvre d'un complexe d'étanchéité multicouche sur le plancher de la terrasse afin de garantir son imperméabilité et de protéger l'ouvrage contre les infiltrations des eaux pluviales.

i) Balcons :

Les balcons seront construits en dalle pleine et considérés comme des éléments secondaires.

I.6 Caractéristiques des matériaux :

Le choix des matériaux est effectué conformément aux normes et règlements de calcul en vigueur, notamment le CBA 93, le BAEL 91 révisé 99 et le RPA 2024, afin de garantir la sécurité et la durabilité de la structure.

I.6.1 Propriétés du béton :

Le béton est un matériau largement utilisé en génie civil. Il est obtenu par le mélange de ciment, d'eau et de granulats. Associé à des armatures en acier (armatures disposées stratégiquement pour compenser les efforts de traction), on obtient du béton armé. La résistance du béton est généralement définie par sa valeur caractéristique à la compression, mesurée à 28 jours, avec une résistance typique requise de $f_{c28} = 25$ MPa.

I.6.1.1 Dosage du béton : (CBA 93 ; Art-A.1.2)

Un mètre cube de béton possède une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m³ et 2400 Kg/m³ et est composé de quantité suivante :

- 350 g de ciment CEM II/A 42.5
- 400 L de sable Dg ≤ 5 mm
- 800 L de gravillon Dg ≤ 25 mm.
- 175 L d'eau de gâchage.

I.6.1.2. Résistance caractéristique du béton à la compression : (BAEL91/99 ; Art-A.2.1,11)

La résistance caractéristique à la compression du béton est évaluée à l'âge de 28 jours, notée f_{c28} . Pour le présent projet, une valeur de $f_{c28} = 25$ MPa est adoptée. Cette résistance est définie conformément aux dispositions du BAEL 91 révisé 99 par la relation suivante :

$$f_{cj} = \frac{j}{4.76 + 0.8j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa}$$

$$f_{cj} = \frac{j}{1.4 + 0.95j} f_{c28} \quad \text{Pour } f_{c28} \geq 40 \text{ MPa}$$

I.6.1.3 Résistance caractéristique du béton à la traction :(BAEL91/99 ; Art-A.2.1, 12)

Le béton présente une faible capacité à reprendre les efforts de traction, évaluée à environ 10 % de sa résistance à la compression. Cette résistance est donnée par la relation suivante [1] :

$$f_t = 0.6 + 0.06 \times f_{cj}$$

$$f_t = 2.1 \text{ MPa}$$

I.6.1.4 Module de déformation longitudinale :

Il existe deux modules de déformation longitudinale :

➤ Module de déformation instantanée : (BAEL91/99 ; Art-A.2.1,21)

Pour une durée de chargement inférieure à 24 heures et en l'absence de mesures expérimentales, le module de déformation longitudinale instantané du béton E_{ij} est calculé à l'aide de la relation suivante [1] :

$$E_{ij} = 11000(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)}$$

Pour : $f_{cj} = 25 \text{ MPa} \rightarrow$ on a : $E_{ij} = 32164.2 \text{ MPa}$.

➤ **Module de déformation différée : (BAEL91/99 ; Art-A.2.1,22)**

Il permet d'évaluer la déformation totale du béton en tenant compte de la déformation instantanée ainsi que des effets différés du fluage et du retrait [1].

$$E_{vj} = 3700(f_{cj})^{\frac{1}{3}} \text{ (MPa)}$$

Pour $f_{cj} = 25 \text{ MPa}$ on a $E_{vj} = 10818.87 \text{ MPa}$.

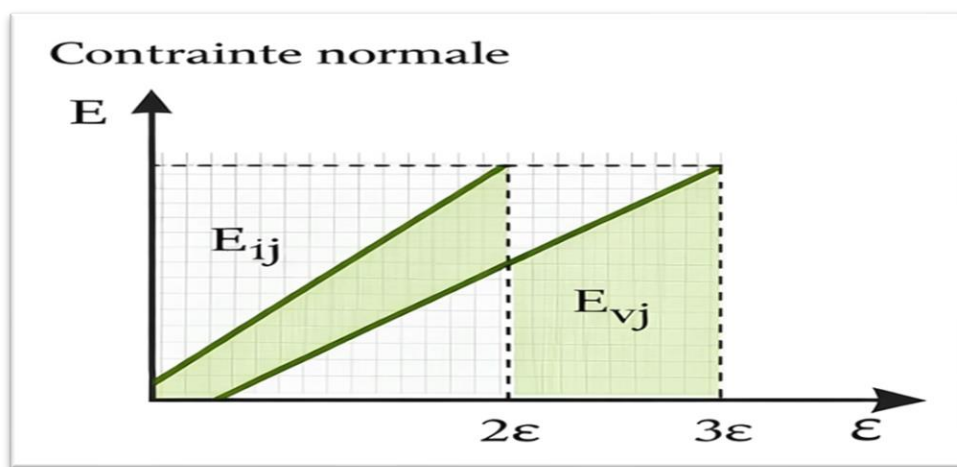


Figure I.7 : Module de déformation instantané et différée.

I.6.1.5 Module de déformation transversale : (BAEL91/99 ; Art-A.2.1,2)

Le module de déformation transversale G , également appelé module de cisaillement, est calculé selon l'expression suivante [1] :

$$G = \frac{E}{2(2V+1)} \text{ (Module de glissement)}$$

Avec :

- E : Module de Young.
- v : Coefficient de poisson.
- $G_{Els} = 18493.45$

Lorsqu'un matériau subit une déformation longitudinale, une déformation transversale apparaît simultanément. Le coefficient de Poisson (v) correspond au rapport entre ces deux déformations

$$V = \frac{\text{Déformation transversal}}{\text{Déformation longitudinal}}$$

- Pour l'évaluation des sollicitations à l'État Limite de Service (ELS), le coefficient de Poisson est pris égal à $\nu = 0$.
- Pour le calcul des déformations à l'État Limite Ultime (ELU), une valeur de $\nu = 0,2$ est adoptée.

I.6.1.6. Contrainte limite :

a) Etat limite ultime :

➤ Contrainte ultime de compression : (BAEL91/99 ; Art-A.4.3,4)

Pour le calcul à l'E.L.U on adopte le diagramme parabole-rectangle suivant :

$$f_{bu} = \frac{0.85.f_{c28}}{\theta.\gamma_b}$$

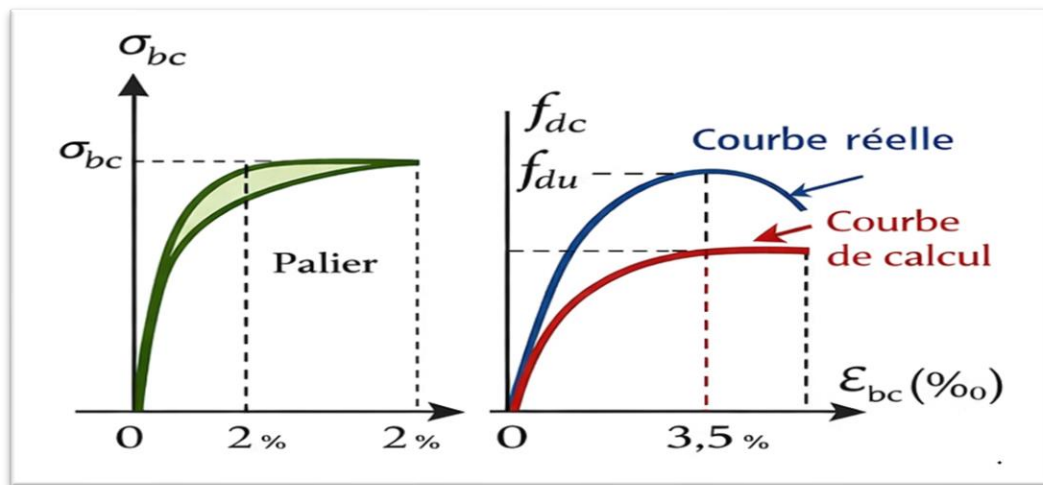


Figure I.8 : Diagramme des contraintes du béton.

- f_{bu} : résistance ultime du béton en compression.
- γ_b : coefficient partiel de sécurité appliqué au béton, dont la valeur dépend de la situation de calcul :
- $\gamma_b = 1,5$ Pour les situations **durables** et **transitoires** ;
- $\gamma_b = 1,2$ Pour les **situations accidentelles**, conformément au **RPA 2024**.
- θ : coefficient lié à la durée d'application des charges :
- $\theta = 1$ Lorsque la durée de chargement est **supérieure à 24 heures** ;
- $\theta = 0,9$ Lorsque cette durée est **comprise entre 1 heure et 24 heures** ;
- $\theta = 0,85$ Lorsqu'elle est **inférieure à 1 heure**.

Dans le cadre de cette étude, les charges étant de longue durée, on adopte : $\theta = 1$

- Les contraintes ultimes en compression du béton retenues sont donc :
- $f_{bu} = 14,17 \text{ MPa}$ pour $\gamma_b = 1,5$;

➤ $f_{bu} = 17,71 \text{ MPa}$ Pour $\gamma_b = 1,2$.

➤ **Contrainte ultime de cisaillement : (BAEL91/99 ; Art-A.5.1,21)**

La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau \leq \tau_{adm}$

$\tau_{adm} = \min \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$ Pour la fissuration peu nuisible.

$\tau_{adm} = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right)$ Pour fissuration préjudiciable ou bien très préjudiciable.

Dans notre cas on a : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc :

➤ $\tau_{adm} = 3.33 \text{ MPa} \rightarrow$ fissuration peu nuisible.

➤ $\tau_{adm} = 2.5 \text{ MPa} \rightarrow$ fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

➤ **Contrainte tangent conventionnelle :**

Pour la vérification au cisaillement, la contrainte tangentielle conventionnelle est évaluée selon l'expression suivante [1] :

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

Avec :

- V_u : l'effort tranchant à l'état limite ultime.
- b_0 : largeur de la pièce.
- d : hauteur utile de la pièce

b) Etat limite de service :

Dans les calculs à l'État Limite de Service, le béton est supposé évoluer dans le domaine élastique linéaire. Son comportement est alors représenté par le diagramme parabole-rectangle défini à l'aide du module d'élasticité [1].

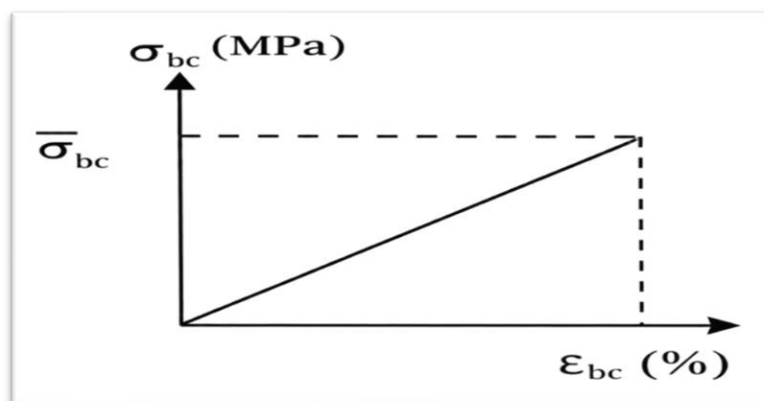


Figure I.9 : Diagramme des contraintes limite du béton.

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

Avec :

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

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

I.6.2. Propriétés de l'acier :

L'acier est un alliage à base de fer et de carbone. En béton armé, il reprend les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. Les aciers utilisés se répartissent en deux catégories principales :

- Aciers doux ou mi-durs : contenant entre 0.15 % et 0.25 % de carbone.
- Aciers durs : contenant entre 0.25 % et 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est généralement estimé à $E_s = 200\,000 \text{ MPa}$.

I.6.2.1. Résistance caractéristique de l'acier :

- Principales armatures utilisées :

Tableau I.2 : F_e en fonction du type d'acier

	Acier ronds lisses	Acier à haute adhérence	Treilles soudées à fils lisses	Treillis soudés à haute adhérence
Désignation	$F_e E235$	$F_e E500$	$F_e TLE 500$	$F_e TLE 500$
f_e (MPa)	235	500	500	500

I.6.2.2. Contraintes limites de calcul :

La contrainte limite ultime est donné par la formule suivante :

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

- f_e : Limite d'élasticité.
- γ_s : Coefficient de sécurité

a) Etat limite ultime :

On adopte le diagramme contrainte – déformation suivant :

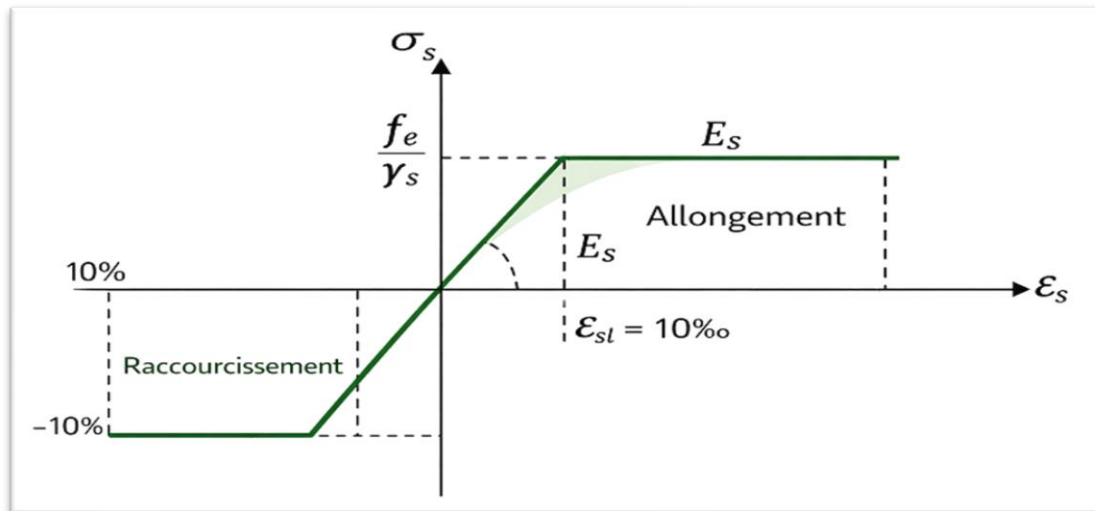


Figure I.10 : Diagramme contraintes déformation de l'acier à l'ELU.

- γ_s : coefficient partiel de sécurité appliqué à l'acier :

- $\gamma_s = 1,15$ En **situation durable** ;
- $\gamma_s = 1,00$ En **situation accidentelle**.
- ϵ_s : allongement unitaire (ou déformation relative) de l'acier. $E_s = 200000$ MPa.

Pour notre cas :

- $\sigma_s^- = 434.78$ MPa → pour situation durable.
- $\sigma_s^- = 500$ MPa → pour situation accidentelle.

b) Etat limite de service :

La maîtrise de l'ouverture des fissures dépend du niveau de contrainte développé dans les armatures. Par conséquent, la contrainte admissible de l'acier $\bar{\sigma}_s$ est déterminée en fonction de la catégorie de fissuration considérée.

➤ **Fissuration peu nuisible :** (BAEL91/99 ; Art A-4.5.32)

L'élément étant situé dans un local clos et couvert, aucune limitation de la contrainte de l'acier n'est requise. ($\sigma_s^- = f_e$)

➤ **Fissuration préjudiciable :** (BAEL91/99 ; Art A-4.5.33)

Lorsque l'élément est exposé aux intempéries, la contrainte admissible dans les armatures est limitée à : $(\min \frac{2}{3}f_e ; 110\sqrt{\eta f_{tj}})$

➤ **Fissuration très préjudiciable :** (BAEL91/99 ; Art A-4.5.34)

Lorsque l'élément est exposé à un milieu agressif, la contrainte admissible dans les armatures est limitée à : $(\min \frac{1}{2}f_e ; 90\sqrt{\eta f_{tj}})$

Avec :

- η : coefficient tenant compte de l'influence de la fissuration.
- $\eta = 1,0$ Pour les armatures en ronds lisses (RL).
- $\eta = 1,6$ Pour les armatures à haute adhérence (HA) de diamètre supérieur à 6 mm.
- $\eta = 1,3$ Pour les armatures à haute adhérence (HA) de diamètre inférieur ou égal à 6 mm.

I.6.2.3 Coefficient de scellement : (BAEL91.Art A-6.1.21)

- $\Psi_s = 1,5$ Pour les armatures en ronds lisses (RL).
- $\Psi_s = 1,5$ Pour les armatures à haute adhérence (HA).

I.6.2.4 Coefficient d'équivalence (C.B.A.93.art.A.4.5.1)

Le coefficient d'équivalence noté « n » avec :

$$n = \frac{E_s}{E_b} = 15$$

- n : Coefficient d' équivalence

I.6.2.5 Enrobage (protection de l'acier) : (CBA 93 , Article A.7.1)

L'enrobage des armatures correspond à l'épaisseur de béton séparant la surface extérieure de l'élément de l'armature la plus proche (cadres, étriers, épingles, armatures de peau, etc.). Il doit être assez efficace pour préserver l'acier de la corrosion, assurer une résistance au feu appropriée et permettre un transfert optimal des efforts d'adhérence. Ainsi, les exigences suivantes en matière d'enrobage doivent être respectées :

- $C \geq 5$ cm Pour les éléments exposés à un environnement marin (mer, embruns ou brouillard)
- $C \geq 5$ cm Pour les éléments en contact permanent avec des liquides (réservoirs, conduites ou canalisations).
- $C \leq 5$ cm Pour les éléments situés à l'intérieur des bâtiments ou dans des locaux fermés.

I.6.3 Action et sollicitation :

I.6.3.1 Actions :

a) Actions permanentes (G) :

Les actions permanentes sont caractérisées par une intensité stable ou légèrement variable au fil du temps. Elles incluent :

- Le poids propre des différents éléments constituant la structure.
- Les charges permanentes provenant des équipements fixes, tels que les cloisons dans les bâtiments ou les machines dans les ouvrages industriels.

- Le poids des poussées exercées par les terres ou la pression des liquides. Les déformations imposées à la structure.

b) Actions variables (Q) :

Les actions variables se caractérisent par une intensité qui fluctue considérablement au fil du temps. Elles incluent notamment :

- Les charges d'exploitation.
- Les charges climatiques, telles que la neige et le vent.
- Les effets thermiques.

c) Actions accidentelles (f_a) :

Il s'agit de phénomène qui surviennent de manière rare et ont une durée d'effet limitée, tels que

- Les chocs.
- Les séismes
- Les explosions.
- Les feux.

d) Combinaisons de calcul :

Les combinaisons d'actions retenues pour le calcul des sollicitations et l'évaluation des déformations sont les suivantes :

❖ Situations durables :

ELU : $1.35G + 1.5Q$.

ELS : $G + Q$.

❖ Situations accidentelles :

- Cas de deux composantes horizontales :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y \\ E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y \end{cases}$$

- Cas de composante verticale :

$$\begin{cases} G + \psi Q + E_3 \\ G + \psi Q + E_4 \\ G + \psi Q + E_5 \end{cases} \text{ Avec : } \begin{cases} E_3 = \pm E_x \pm 0.3E_y \pm 0.3E_z \\ E_4 = \pm 0.3E_x \pm E_y \pm 0.3E_z \\ E_5 = \pm 0.3E_x \pm 0.3E_y \pm E_z \end{cases}$$

- Pour les fondations d'éléments verticaux individuels :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm \frac{R}{Q_F} E_1 \\ G + \psi Q \pm \frac{R}{Q_F} E_2 \end{cases}$$

- Pour les fondations communes à plusieurs éléments verticaux :

$$\begin{cases} G + \psi Q \pm 1.4E_1 \\ G + \psi Q \pm 1.4E_2 \end{cases}$$

I.6.3.2 Sollicitations :

Les sollicitations représentent les efforts internes développés dans les éléments de la structure sous l'effet d'une combinaison de charges. Elles comprennent notamment l'effort normal, l'effort tranchant, le moment fléchissant et le moment de torsion.

I.7 Règlement utilisé dans la conception :

L'étude de cette structure est réalisée conformément aux règlements et documents techniques suivants :

- **RPA 2024** : Règlement Parasismique Algérien 2024.
- **DTR-BC 2.41 (CBA 93)** : Règles de conception et de calcul des structures en béton armé.
- **BAEL 91 révisé 99** : Règles de calcul du béton armé aux états limites.
- **DTR-BC 2.42** : Règles de conception et de calcul des parois et murs en béton banché.
- **DTR-BC 2.2** : Charges permanentes et charges d'exploitation.
- **DTR-BC 2.33.1** : Calcul des fondations superficielles.

I.8 Conclusion :

La performance globale d'une structure dépend directement de celle de chacun de ses éléments constitutifs. Il est donc nécessaire d'examiner chaque composant individuellement afin d'en assurer la stabilité, condition de la stabilité d'ensemble de l'ouvrage. Une fois cette analyse élément par élément achevée, l'étape suivante consiste à passer à l'échelle du bâtiment entier, en commençant par le prédimensionnement des éléments structuraux et non structuraux — objet du chapitre suivant.

Chapitre II

Prédimensionnement des éléments et évaluation des charges

II.1 Introduction :

Le prédimensionnement vise à estimer un ordre de grandeur réaliste pour les dimensions des différents éléments de la structure, de manière à ce qu'ils puissent reprendre les charges permanentes et les charges d'exploitation qui leur sont appliquées. Cette étape conditionne toute la suite de l'étude : c'est elle qui pose les bases de la justification de la résistance, de la stabilité et de la durabilité de l'ouvrage face aux sollicitations suivantes :

- Les charges verticales (permanentes et d'exploitation), transmises par les planchers, poutrelles, poutres et poteaux jusqu'aux fondations ;
- Les charges horizontales, d'origine principalement sismique, reprises par le système de contreventement.

Le prédimensionnement de chaque élément est mené conformément aux règlements en vigueur : BAEL 91 révisé 99, CBA93 et RPA 2024.

II.2 Prédimensionnement des éléments secondaires :

II.2.1 Prédimensionnement des planchers :

Un plancher est un élément horizontal qui sépare deux niveaux tout en transmettant les charges qui s'y appliquent vers les éléments porteurs. Il participe également au confort de l'ouvrage en assurant l'isolation phonique, thermique, et l'étanchéité pour les niveaux exposés. Deux types de planchers ont été retenus pour cette étude : plancher à corps creux et plancher à dalle pleine.

- Plancher à corps creux.

II.2.1.1 Planchers à corps creux :

L'épaisseur des planchers de type corps creux doit satisfaire la condition de la flèche suivante d'après le **C.B.A.93 [B.6.8.2.4]**

$$h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5}$$

- h_t : épaisseur totale du plancher, correspondant à la somme de l'épaisseur de la dalle de compression et du corps creux.
- $L_{\max}$: portée maximale mesurée entre les nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles.

$$L_{\max} = 4.40 \text{ m} \Rightarrow h_t \geq \frac{L_{\max}}{22.5} = \frac{440}{22.5} = 19.55 \text{ cm}$$

Donc on adopte : $h_t = 20 \text{ cm}$ (Une dalle de compression de 4 cm et des Corps creux de 16 cm).

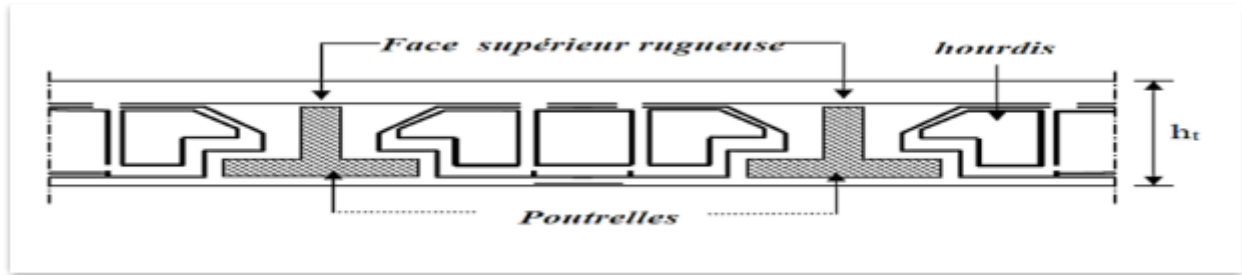


Figure II.1 : Coupe verticale de plancher à corps creux

II.2.1.2 Poutrelles : (BAEL91/99 Art-A.4.1.3)

Le dimensionnement des poutrelles se fait comme illustrent les étapes suivantes :

$$b = b_0 + 2 b_1$$

$$b = \min \left(\frac{L_n - b_0}{2} ; \frac{L_{\max}}{10} ; (6h_0; 8h_0) \right)$$

Avec :

- L_n : Entraxe des poutrelles, fixé à **65 cm**.
- $L_{\max}$: portée maximale des poutrelles, égale à **4,20 m**.
- h_0 = Épaisseur de la dalle (table) de compression, prise égale à **4 cm**.

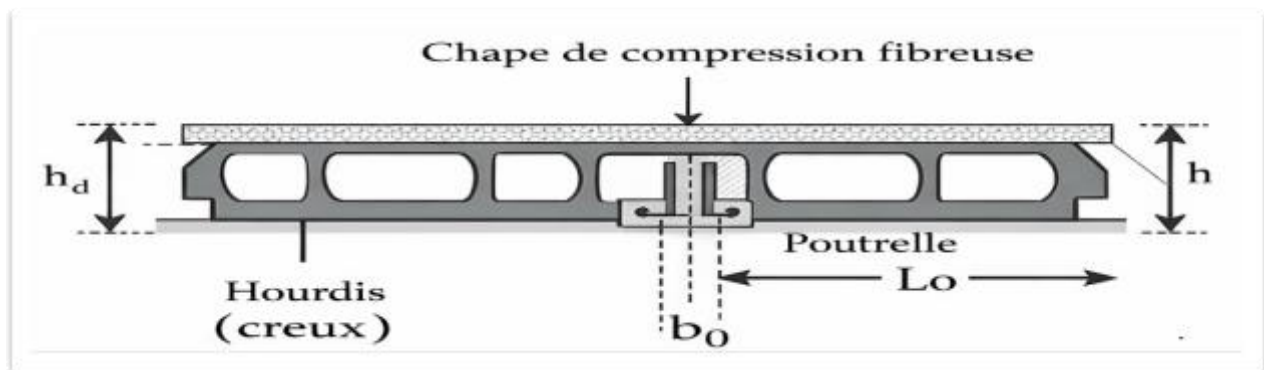


Figure II.2 : Plancher à corps creux

Pour des raison pratique, on prend $b_0 = 12 \text{ cm}$.

$$b = \min \left(\frac{65-12}{2} = 26.5\text{cm} ; \frac{420}{10} = 42\text{cm} ; (24\text{cm} ; 32\text{cm}) \right)$$

On adopte : $b_1 = 26.5 \text{ cm}$

II.2.2 Prédimensionnement des escaliers :

L'escalier est un élément de circulation verticale permettant d'assurer la liaison entre les différents niveaux d'un bâtiment. Il peut être réalisé en béton armé, en acier ou en bois, selon les exigences du projet.

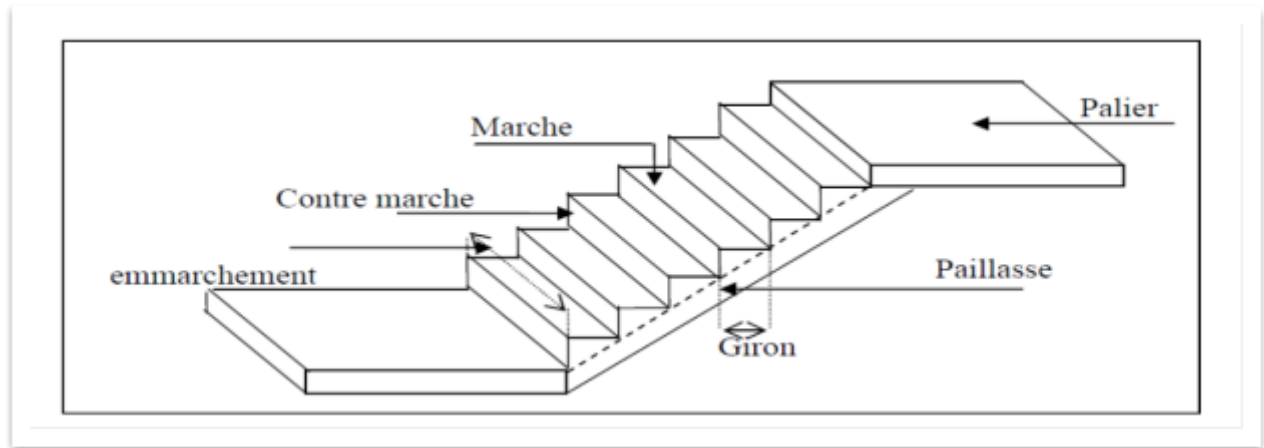


Figure II.3 : Schéma d'un escalier.

Principaux paramètres géométriques d'un escalier sont les suivants :

- g : largeur de la marche (giron) ;
- h : hauteur d'une marche ;
- n : nombre de contremarches ;
- L : projection horizontale de la volée ;
- H : hauteur totale de la volée.

Le dimensionnement des marches est réalisé à l'aide de la formule de Blondel, largement utilisée pour garantir le confort et la sécurité des usagers lors de l'utilisation de l'escalier. Cette relation s'écrit comme suit :

La formule s'exprime comme suit : **(DTR C 2.2 Art-4.3)**

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

a) Détermination de « g » et « h » :

On prend :

$$\text{➤ } 2h + g = 64$$

$$\text{➤ } h = H / (n.H) = n.h$$

$$\text{➤ } (n-1) : \text{le nombre de marches.}$$

$$\text{➤ } g = L / (n - 1)$$

$$\Rightarrow 64 n^2 - (64 + 2H + L) n + 2H = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 - (64 + 324 + 280) n + 324 = 0$$

$$\Rightarrow 64n^2 - 668n + 324 = 0$$

$$\Rightarrow \Delta = 668^2 - 4 \times 64 \times 324$$

$$\Rightarrow \Delta = 446224 - 82944 = 363280$$

$$\Rightarrow \sqrt{\Delta} \approx 602.7$$

$$n = \frac{668 \pm 602.7}{128} \approx 9.9$$

$\Rightarrow n \approx 9.9$ donc on prend $n = 10$

Ainsi :

$$\Rightarrow g = \frac{280}{(10-1)} = 31 \text{ cm}$$

$$h = \frac{162}{10} = 16.2 \text{ cm} \Rightarrow h = 17 \text{ cm}$$

Vérification avec la formule de Blondel :

$$\Rightarrow 59 < 2 \times 17 + 31 = 65 \text{ cm} < 66 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Détermination de l'inclinaison du volée (paillasse) « α » :

$$\tan \alpha = \frac{H}{L} = \frac{1.62}{2.80} = 0.578 \Rightarrow \alpha = 30^\circ$$

a) Détermination de la longueur du volée (paillasse) « L_v » :

$$L_v = \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{280}{\cos(30)} = 3.23 \text{ m}$$

d) Détermination d'épaisseur du volée (paillasse) « e_v » :

La valeur est déterminée conformément au critère de limitation de la flèche suivant :

$$\frac{L_v}{30} \leq e_v \leq \frac{L_v}{20}$$

$$\Rightarrow \frac{324}{30} = 10.80 \text{ cm} \leq e_v \leq \frac{324}{20} = 16.20 \text{ cm}$$

Donc on prend : $e_v = 15 \text{ cm}$.

e) Détermination d'épaisseur du palier « e_p » :

L'épaisseur du palier est adoptée identique à celle de la volée, soit $e_p = 15 \text{ cm}$.

II.2.3 Prédimensionnement d'acrotère :

L'acrotère est un élément secondaire en béton armé, assimilé à une console encastree dans le plancher de la terrasse. Il est soumis à son poids propre ainsi qu'à une action horizontale. Sa fonction principale est d'assurer la protection des usagers en formant une barrière de sécurité en périphérie de la terrasse.

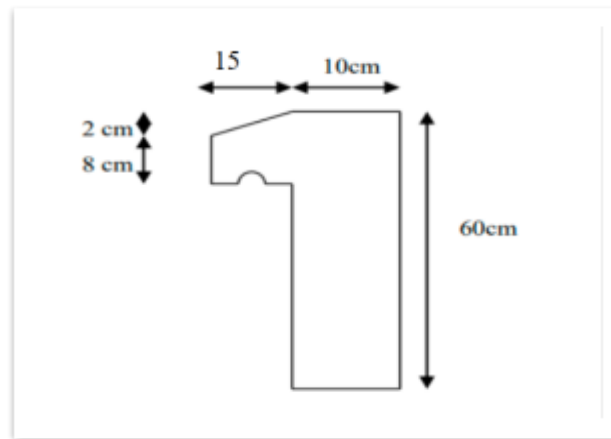


Figure II.4 : Dimensionnement d'acrotère.

II.3 Pré-dimensionnement des éléments principales :

II.3.1 Poutre :

Les poutres sont des éléments porteurs en béton armé, de section ($b \times h$), destinés à reprendre les charges provenant des planchers et à les transmettre aux éléments verticaux, tels que les poteaux et les voiles). Le Pré-dimensionnement des poutres est réalisé conformément aux dispositions du BAEL 91 révisé 99, tout en respectant les exigences du RPA 2024.

$$\frac{L_{\max}}{15} \leq h \leq \frac{L_{\max}}{10}$$

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

Avec :

- h : La hauteur de la poutre.
- b : La largeur de la poutre.
- $L_{\max}$: distance maximale entre nus d'appuis ($L_{\max} = 4.70$ m).

Tableau II.1: Prédimensionnement des poutres.

	PP	PS
$L_{\max}$	$L_x = 4.70$ m	$L_x = 4.40$ m
Hauteur	$\left(\frac{470}{15} = 31.33 \text{ cm}\right) \leq h \leq \left(\frac{470}{10} = 47 \text{ cm}\right)$	$\left(\frac{440}{15} = 29.33 \text{ cm}\right) \leq h \leq \left(\frac{440}{10} = 44 \text{ cm}\right)$
h adopté	$h = 40$ cm	$h = 35$ cm
Largeur	$0.3 \times 40 = 12 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times 40 = 28 \text{ cm}$	$0.3 \times 35 = 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 0.7 \times 35 = 24.5 \text{ cm}$
b adopté	$b = 30$ cm	$b = 30$ cm
Section adopté	(30×40)	(30×35)

II.3.1.1 Vérifications selon RPA :

On doit vérifier les dimensions adoptées aux exigences du RPA (RPA 2024 Art-7.5.1) [3] comme la suite :

Tableau II.2 : Vérification des sections des poutres selon RPA

Eléments	Poutre principale	Poutre secondaire
Vérification	$b = 30 \geq 25 \text{ cm}$	$b = 30 \geq 25 \text{ cm}$
	$h = 40 \geq 30 \text{ cm}$	$h = 35 \geq 30 \text{ cm}$
	$\frac{40}{30} = 1.33 \leq 4$	$\frac{35}{30} = 1.16 \leq 4$
	$b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 60 + b_c$	$b_{\max} = 30 \text{ cm} \leq 60 + b_c$

- Donc les conditions sont vérifiées pour les deux types de poutre

II.4 Évaluation des charges (décent des charges) :

La descente de charges consiste à analyser la transmission des actions au sein de la structure, depuis les planchers jusqu'aux fondations. Elle permet de déterminer la répartition des charges permanentes (G) et des charges d'exploitation (Q) sur l'ensemble des éléments porteurs. Les efforts ainsi obtenus servent de base au dimensionnement des différents éléments structuraux, tout en garantissant la stabilité, la sécurité et la conformité de l'ouvrage aux exigences réglementaires. Cette étude est menée conformément aux dispositions du DTR-BC 2.2 relatif aux charges permanentes et aux charges d'exploitation.

II.4.1 Plancher terrasse :

Tableau II.3 : Charges et surcharges du plancher terrasse

N	Désignation	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Protection en gravillon	0.05	20.00	1.00
2	Etanchéité multicouche	0.02	06.00	0.12
3	Béton forme de pont	0.10	22.00	2.20
4	Isolation thermique en liège	0.04	04.00	0.16
5	Dalle corps creux	0.16 + 0.04	/	2.80
6	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
Total	G (KN/m ²)	6.48		
	Q (KN/m ²)	1.00		

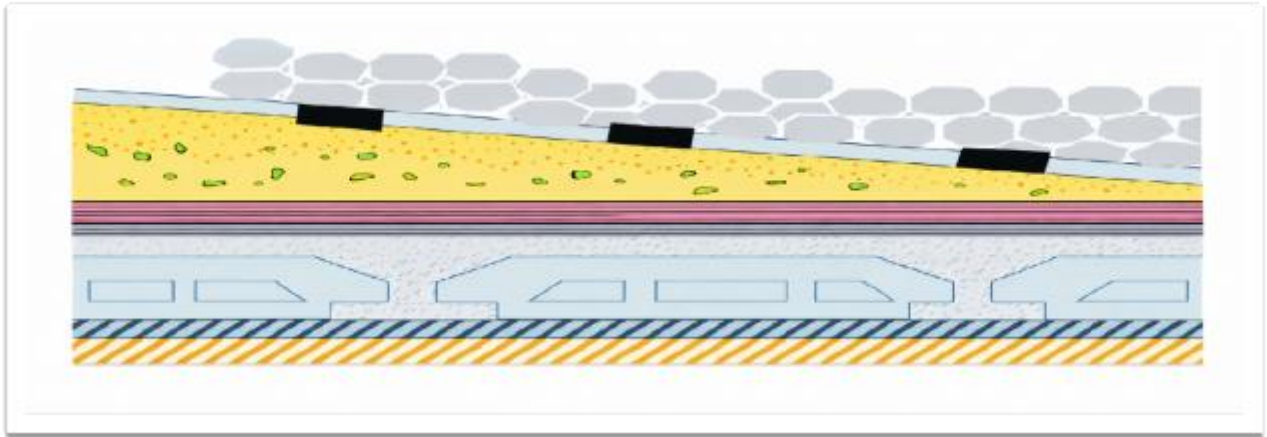


Figure II.5 : Coupe du plancher terrasse

II.4.2 Plancher étage courante :

Tableau II.4 : Charges et surcharges des étages courants

N	Désignation	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle corps creux	0.16 + 0.04	/	2.80
5	Enduit en plâtre	0.02	10.00	0.20
6	Cloison en brique creuse	0.10	/	0.9
Total	G (KN/m ²)	5.06		
	Q (KN/m ²)	1.50		

II.4.3 Murs extérieurs :

Tableau II.5 : Charge des murs extérieurs

N	Désignation	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ³)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur (ciment)	0.015	18.00	0.27
2	Brique creuse	0.15	/	1.30
3	L'âme d'air	/	/	
4	Brique creuse	0.10	/	0.90
5	Enduit intérieur (plâtre)	0.015	10.00	0.15
Total	G (KN/m ²)	2.62		

II.4.4 Murs intérieurs :

Tableau II.6 : Charge des murs intérieurs

N	Désignation	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Enduit extérieur (ciment)	0.015	18.00	0.27
2	Brique creuse	0.10	/	0.90
3	Enduit intérieur (plâtre)	0.015	10.00	0.15
Total	G (KN/m ²)	1.32		

II.4.5 Balcon :

Tableau II.7 : Charges et surcharges des balcons

N	Désignation	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lite de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle plein	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en ciment (plâtre)	0.02	18.00	0.36
Total	G (KN/m ²)	5.27		
	Q (KN/m ²)	3.50		

II.4.6 Escaliers :

II.4.6.1 Volée (paillasse) :

Tableau II.8 : Charge et surcharge de paillasse

N	Désignation	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lit de sable	0.02	18.00	0.36
4	Marche (h/2)	/	22.00	1.87
5	Revêtement en carrelage verticale	0.02	22.00	0.23
6	Mortier de pose verticale	0.02	20.00	0.23
7	Paillasse ($e_v / \cos \alpha$)	0.15	25.00	4.45
8	Enduit de ciment	0.02	18.00	0.36
9	Garde-corps	/	/	0.10
Total	G (KN/m ²)	8.40		
	Q (KN/m ²)	2.50		

II.4.6.2 Palier :

Tableau II.9 : Charges et surcharges de palier

N	Désignation	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Revêtement en carrelage	0.02	20.00	0.40
2	Mortier de pose	0.02	20.00	0.40
3	Lite de sable	0.02	18.00	0.36
4	Dalle plein	0.15	25.00	3.75
5	Enduit en ciment (plâtre)	0.02	18.00	0.36
Total	G (KN/m ²)	5.27		
	Q (KN/m ²)	2.50		

II.4.7 Acrotère :

Tableau II.10 : Charges d'acrotère

N	Désignation	Epaisseur	Masse volumique (KN/m ²)	Poids (KN/m ²)
1	Béton armée	0.073	25.00	1.83
Totale	G (KN/m ²)	1.83		

II.4.8 Décence de charges :

La descente de charges consiste à étudier le chemin parcouru par les forces (charges permanentes et surcharges d'exploitation) du haut de la structure jusqu'au sol, en passant par les fondations.

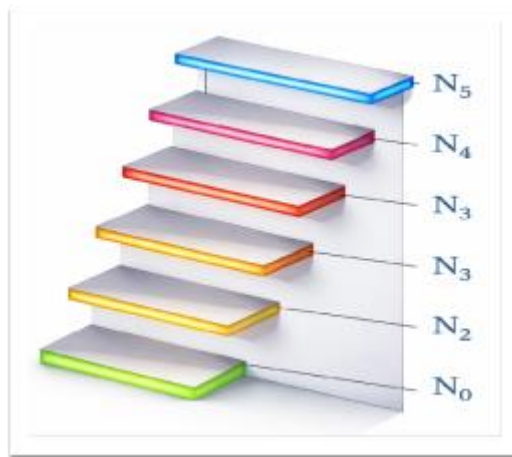
Dans cette étude, le calcul est effectué sur le poteau le plus chargé. En raison de sa grande surface afférente, cet élément reçoit les charges les plus fortes, il est même le point central pour le dimensionnement et l'assurance de la sécurité et de la stabilité globale du bâtiment.

II.4.8.1 Surcharges différentes selon la loi de dégression :

- Sous terrasse Q_0 .
- Sous étage 1 $Q_0 + Q_1$
- Sous étage 2 $Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$.
- Sous étage 3 $Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$.
- Sous étage 4 $Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$.
- Sous étage n $Q_0 + \frac{3+n}{2n}$

Tableau II.11 : Dégrossion des charges d'exploitation

Niveau de plancher	Charge d'exploitation	Dégrossion des charges par niveau	Poids (KN/m ²)
5	Q_0	$NQ_0 = 1$	1
4	Q_1	$NQ_1 = Q_0 + Q_1$	2.5
3	Q_2	$NQ_2 = Q_0 + 0.95 (Q_1 + Q_2)$	3.85
2	Q_3	$NQ_3 = Q_0 + 0.90 (Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5.05
1	Q_4	$NQ_4 = Q_0 + 0.85 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6.10
RDC	Q_5	$NQ_5 = Q_0 + 0.80 (Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7.00

**Figure II.6** : Schéma statique de la descente de charge

II.5 Prédimensionnement des poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de structure en béton armé dont le rôle dans la stabilité de l'ouvrage est fondamental. Ils jouent un rôle essentiel en transmettant aux fondations les charges permanentes et les charges d'exploitation qui leur sont transmises par les planchers et les poutres. Il est indispensable de bien dimensionner ces éléments pour assurer la résistance, la stabilité et la sécurité de l'ensemble de la structure.

Le prédimensionnement des poteaux est réalisé à partir des efforts calculés lors de la descente de charges. Il combine les charges permanentes (G) et les charges d'exploitation (Q) à l'état limite ultime (ELU) selon l'expression suivante : $N_u = 1.35G + 1.5Q$

II.5.1 Détermination du poteau le plus sollicité :

Dans notre structure le poteau plus sollicité est :

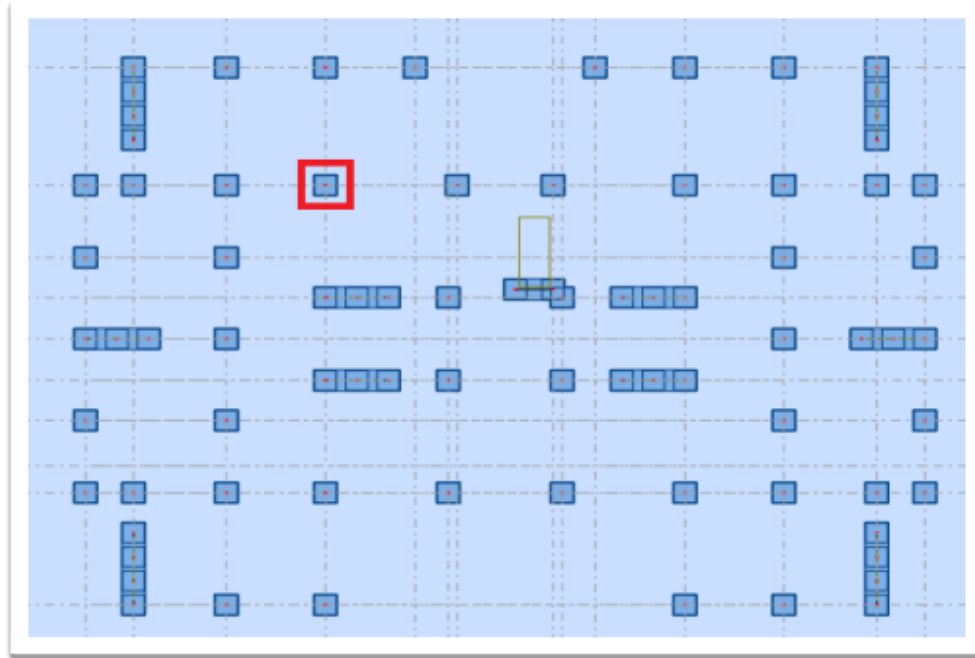


Figure II.7 : Vue en plan poteau le plus sollicité.

La surface reprise par le poteau :

$$S = \left(\frac{4.40}{2} + \frac{4.20}{2} \right) \times \left(\frac{4.10}{2} + \frac{3.30}{2} \right) = 15.91 \text{ m}^2$$

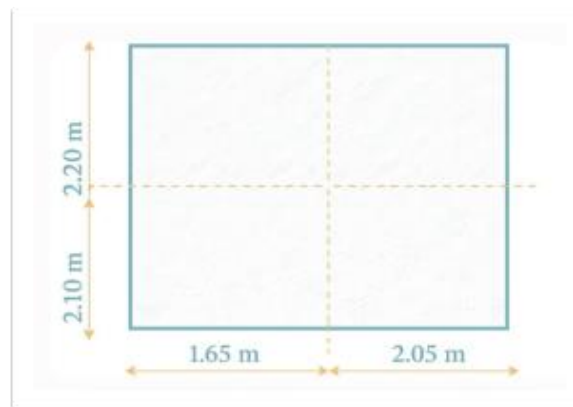


Figure II.8 : Détail sur le poteau plus sollicité

II.5.1.1 Détermination d'effort normal ultime due à chaque niveau :

➤ **Poids propre de plancher terrasse :**

$$G_{\text{terrasse}} \times s = 6.48 \times 15.91 = 103.09 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre des planchers étages courants :**

$$G_{\text{ec}} \times s = 5.06 \times 15.91 = 80.50 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre des poutres principales :**

$$G_{\text{pp}} = 25 \times 0.30 \times 0.40 \times \left(\frac{4.10}{2} + \frac{3.30}{2} \right) = 11.10 \text{ KN}$$

➤ **Poids propre des poutres secondaires :**

$$G_{ps} = 25 \times 0.3 \times 0.35 \times \left(\frac{4.40}{2} + \frac{4.20}{2} \right) = \mathbf{11.28 \text{ KN}}$$

➤ **Poids propre total :**

$$G_{total} = G_{terrasse} + n \cdot G_{ec} + n_p \cdot (G_{pp} + G_{ps})$$

Avec :

n : nombre de planchers correspondant aux étages courants ($n = 5$) ;

n_p : nombre total de planchers de l'ouvrage.

$$G_{total} = 103.03 + 5 \times 80.50 + 6 (11.10 + 11.28) = \mathbf{547.08 \text{ KN}}$$

➤ **Efforts de compression due aux charges d'exploitation :**

$$Q_{total} = Q \times s$$

$$Q_{total} = 7 \times 15.91 = \mathbf{111.37 \text{ KN}}$$

➤ **Majoration des efforts :**

On augmente de ****10 %**** les efforts agissant sur le poteau afin de tenir compte des incertitudes liées à la répartition effective des charges et des effets locaux qui ne sont pas représentés par les méthodes simplifiées de calcul.

Cette majoration permet d'introduire une marge de sécurité supplémentaire, prenant en considération les imperfections géométriques, les approximations de modélisation, les variations des matériaux et les effets secondaires pouvant influencer le comportement réel de la structure.

$$\text{➤ } N_G = 1.1 \times G_{total} = 1.1 \times 547.08 = \mathbf{601.80 \text{ KN}}$$

$$\text{➤ } N_Q = 1.1 \times Q_{total} = 1.1 \times 111.37 = \mathbf{122.50 \text{ KN}}$$

$$\text{➤ } N_u = 1.35 \times 601.80 + 1.5 \times 122.5 = \mathbf{1000.05 \text{ KN}}$$

II.5.2 Détermination de (a) et (b) :**a) Détermination de (a) :**

$$i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{b \cdot a^3}{12 \cdot a \cdot b}} = \sqrt{\frac{a^2}{12}} = \mathbf{0.289a}$$

On a : $l_f = 0.7 l_0$

l_0 : La hauteur du poteau on prend le cas plus défavorable $l_0 = 3.24 \text{ m}$

$$\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0.7 \times 3.24}{0.289a} = \frac{2.261}{0.289a} \leq 50$$

$$a \geq \frac{2.261}{0.289 \times 50} = 0.17 \text{ m}$$

➤ On prend : **a = 40 cm**

b) Détermination de (b) :

Selon les règles BAEL 91 révisée 99 :

• Détermination de la section brute du béton :

La section brute du massif est évaluée en tenant compte de l'enrobage du béton :

$$B_r = (40 - 2) \times (b - 2) = 38(b - 2) \text{ cm}$$

En zone sismique **II**, le RPA 2024 impose un taux minimal d'armatures longitudinales :

$$A_s = 0.9\% B_r$$

D'où:

$$A_s = 0.006 \times 38(b - 2) = 0.342(b - 2)$$

$$1000.05 \times 10^3 \leq 0.80 \left[\frac{[38 \times 10 \times 0.9 \times 1.5(b - 2 \times 10) \times 25]}{0.9 \times 1.5} + \frac{[0.342 \times 10 \times 0.9 \times 1.5(b - 2 \times 10) \times 500]}{1.15} \right]$$

$$10000503 \leq 9205.91 \times (b - 20)$$

$$b \geq 128.63 \text{ mm} = 12.9 \text{ cm}$$

➤ Donc on prend : **b = 40 cm**

II.5.3 Dimensions retenues pour les poteaux :

Le tableau ci-dessous présente les dimensions retenues pour chaque niveau de poteau :

Tableau II.12 : Prédimensionnement des poteaux

Niveau d'étage	Section des poteaux (a × b) cm ²
Terrasse	//
Etage 5	35×35
Etage 4	
Etage 3	
Etage 2	40×40
Etage 1	
RDC	

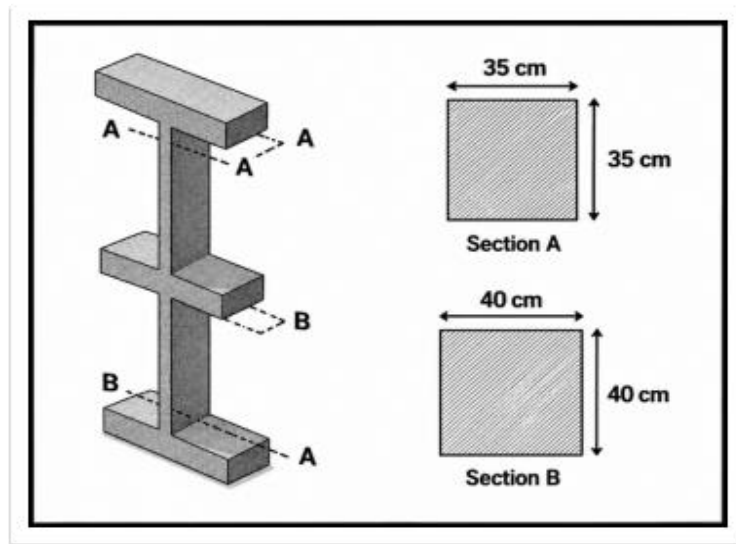


Figure II.9 : Détails des coffrages des poteaux

II.5.4 Vérification selon RPA :

Les dimensions des poteaux doivent respecter les critères établis par le **RPA2024 (§ 7.4.1)**.

➤ $\min(35, 35) = 35 \text{ cm} \geq 25 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

➤ $\min(35, 35) = 35 \text{ cm} \geq \frac{324}{20} = 16.2 \text{ cm}$ **Condition vérifiée**

➤ $\frac{1}{4} < \frac{35}{35} = 1 < 4$ **Condition vérifiée**

✚ **NB** : Il est important de préciser que les deux variantes du RPA partagent des conditions identiques en ce qui concerne le coffrage des poteaux rectangulaires.

II.6 Voile :

Les voiles sont des éléments verticaux de structure en béton armé, réalisés en murs porteurs coulés sur place. Ils prennent part au système de contreventement de la structure en fournissant une grande rigidité. Ils ont pour fonction de reprendre une partie des charges verticales tout en résistant aux efforts horizontaux, en particulier ceux dus au vent et aux actions sismiques, afin d'assurer la stabilité et la sécurité de l'ouvrage.

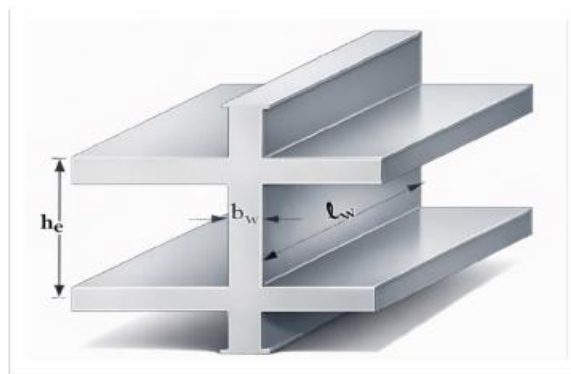


Figure II.10 : Schéma d'un voile

D'après l'article (7.7.1 du RPA 2024) les dimensions minimales doivent remplir les conditions suivantes :

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

$$b_w \geq \max \left(\frac{h_e}{20} ; 0.15 \text{ m} \right)$$

Avec :

➤ L_w : longueur du voile

➤ h_e : hauteur libre d'étage

A partir de la hauteur d'étage $H = 3.24\text{m}$, et la rigidité aux extrémités on a :

- La hauteur libre d'étage :

$$h_e = H - h_{\text{poutre}} = 3.24 - 0.40 = \mathbf{2.84 \text{ m}}$$

$$\frac{h_e}{20} = \frac{284}{20} = \mathbf{14.2 \text{ cm}}$$

$$b_w \geq \max \left(\frac{h_e}{20} = 14.2 \text{ cm} ; 0.15 \text{ m} \right) = 0.20 \text{ m}$$

Donc on prend :

$$\rightarrow b_w = \mathbf{0.20 \text{ m} = 20 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{Pour RDC et étage courant}$$

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

$$L_w \geq \max \left(\frac{324}{3} = 1.08 \text{ m} ; 4b_w = 0.60 \text{ m} ; 1\text{m} \right) = 1.08 \text{ m}$$

$$\text{On a : } L_w = \mathbf{1.08 \text{ m}}$$

II.7 Conclusion :

Le prédimensionnement de l'ensemble des éléments de la structure a été mené à bien, conformément aux normes présentées dans ce chapitre. Les dimensions obtenues restent toutefois provisoires : elles seront confirmées ou ajustées à l'issue du calcul dynamique et des vérifications associées, objet du chapitre suivant.

Chapitre III

Étude Dynamique

III.1 Introduction :

L'Algérie se trouve dans une zone où l'activité sismique est importante, ce qui rend nécessaire une étude approfondie de la façon dont les bâtiments réagissent face à un tremblement de terre. Il faut notamment veiller à ce que, dans le cas d'une secousse, les déformations et les mouvements de l'ouvrage restent dans les limites admissibles.

Un séisme est dû à une libération brutale de l'énergie accumulée dans les roches sous l'action des mouvements de l'écorce terrestre : quand les contraintes dépassent un seuil critique, il y a rupture et création d'ondes qui se propagent jusqu'à la surface. En se déplaçant, le sol entraîne les fondations des ouvrages avec lui, le degré d'amplification de ce mouvement dépendant essentiellement de la période propre de la structure et de la nature du sol.

C'est pourquoi, dans le cadre de ce projet, il est indispensable d'étudier le comportement dynamique du bâtiment, afin de garantir sa stabilité et sa sécurité en cas de séisme.

III.2 Objectif de l'étude sismique :

L'objectif de l'étude dynamique est de déterminer les caractéristiques propres de la structure en vibration libre non amortie. La résolution analytique exacte de ce problème dans le cas d'une structure tridimensionnelle étant très complexe, on fait appel à des logiciels de calcul par éléments finis — ROBOT dans le cas présent — qui permettent de déterminer ces caractéristiques avec précision.

III.3 Méthodes d'estimation des forces sismiques :

Selon l'article 4.1.1 du RPA2024, trois méthodes principales permettent de calculer les forces sismiques : la méthode statique équivalente, la méthode d'analyse modale spectrale et la méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

III.3.1 Méthode statique équivalente : (RPA 2024 Art-4.2)

Cette méthode consiste à remplacer les forces dynamiques réelles agissant sur la structure par un système de forces fictives statiques dont l'effet est considéré équivalent à celui du mouvement du sol dans une direction horizontale donnée. Le projeteur applique ces forces successivement selon deux directions orthogonales qu'il choisit, de manière à couvrir l'ensemble des directions possibles du séisme.

- **Conditions d'application de la méthode statique équivalente :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée sous certaines conditions définies par Selon **RPA2024 (l'article 4.1.2)**. Ces conditions concernent principalement la régularité du bâtiment et sa hauteur.

- a) Conditions liées à la régularité et à la hauteur :**

La méthode statique équivalente est applicable lorsque :

- Le bâtiment ou le bloc étudié satisfait aux conditions de régularité en plan et en élévation, telles que prescrites au (§3.7 du RPA 2024)
- ❖ La hauteur du bâtiment ne dépasse pas :
 - 65 m pour les zones sismiques I, II et III,
 - 32 m pour les zones sismiques IV, V et VI

Elle peut également être appliquée aux bâtiments présentant une configuration irrégulière, à condition qu'ils respectent les limites de hauteur mentionnées ci-dessus.

- **Modélisation dans la méthode statique équivalente :**

Pour l'application de cette méthode, la modélisation de la structure doit respecter les hypothèses suivantes :

- a) **Modèle structural :**

Dans chacune des deux directions principales de calcul, le bâtiment est représenté par un modèle plan, avec :

Afin de simplifier l'analyse de la structure, les hypothèses suivantes sont retenues :

- Les masses sont ramenées au niveau du centre de gravité de chaque plancher.
 - Un seul degré de liberté en déplacement horizontal est attribué à chaque étage.
 - Le comportement des systèmes de contreventement dans les deux directions orthogonales est considéré comme découplé.

- b) **Rigidité latérale :**

Pour les structures en béton armé ou en maçonnerie, la rigidité latérale des éléments constituant le système de contreventement est déterminée en considérant les sections non fissurées.

- c) **Mode de vibration :**

On considère que la réponse dynamique de la structure est dominée par son premier mode de vibration et on ne tient pas compte des modes supérieurs pour déterminer l'action sismique globale.

III.3.2 Méthode d'analyse modale spectrale : (RPA 2024 Art-4.3)

Analyse spectrale modale (RPA 2024, Art. 4.3) Cette méthode calcule, pour chaque mode de vibration, la réponse maximale de la structure à partir d'un spectre de réponse calculé ; les contributions de chaque mode sont ensuite combinées (SRSS ou CQC) pour obtenir la réponse totale. Elle convient dans tous les cas et est obligatoire notamment lorsque la méthode statique équivalente n'est pas admise (structures irrégulières, grandes hauteurs...)

- **Modélisation dans la méthode modale spectrale :**

La modélisation de la structure doit tenir compte des aspects suivants :

a) Structures régulières en plan :

Pour les structures régulières en plan avec planchers rigides :

- L'analyse peut être faite séparément dans chacune des deux directions principales,
- Le bâtiment est représenté par un modèle plan encastré à la base,
- Les masses sont concentrées au niveau des centres de gravité des planchers, • Un seul degré de liberté en translation horizontale est considéré par niveau..

b) Structures irrégulières en plan :

Pour les structures régulières en plan et à planchers rigides :

- L'évaluation peut être faite indépendamment dans les deux directions principales,
- Le bâtiment est modélisé par un modèle plan encastré à la base,
- Les poids sont concentrés au niveau des centres de gravité des planchers,
- Deux translations horizontales.
- Une rotation autour de l'axe vertical (torsion).

c) Structures avec planchers flexibles :

Pour les bâtiments réguliers ou irréguliers avec des planchers souples, la modélisation doit être réalisée à l'aide de modèles tridimensionnels encastrés à la base, permettant de représenter de manière réaliste la répartition des masses et des raideurs de la structure.

d) Prise en compte de la déformabilité du sol :

La déformabilité du sol de fondation doit être considérée chaque fois qu'elle influence de manière significative la réponse dynamique de la structure. Cette prise en compte peut être effectuée par toute méthode scientifiquement validée, telle que l'interaction sol-structure.

e) Représentation réaliste du modèle de bâtiment :

Le modèle de calcul choisi doit reproduire aussi fidèlement que possible la répartition des rigidités et des masses afin de rendre compte de tous les modes de déformation importants dans le calcul des forces d'inertie dues aux séismes.

Cela concerne en particulier la contribution des zones nodales et des éléments non structuraux à la rigidité globale de l'ouvrage.

f) Hypothèse de rigidité des éléments porteurs :

Pour les structures en béton armé ou en maçonnerie, on évalue la rigidité des éléments porteurs en prenant en compte des sections non fissurées, conformément aux prescriptions réglementaires.

III.3.3 Méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes : (RPA 2024 Art-4.4)

Cette méthode consiste à évaluer le comportement dynamique de la structure à l'aide d'accélérogrammes représentant des mouvements sismiques réels ou générés artificiellement. À la différence de l'analyse modale spectrale, elle ne s'appuie pas sur un spectre de réponse, mais sur l'application directe de l'historique temporel de l'accélération du sol.

Son utilisation est réservée aux études nécessitant une analyse approfondie du comportement sismique. Conformément à l'article 4.4 du RPA 2024, cette méthode doit être mise en œuvre par des spécialistes capables de justifier le choix des séismes de calcul, des modèles de comportement adoptés, des méthodes d'interprétation des résultats ainsi que des critères de sécurité appliqués.

III.3.4 Choix de la méthode de calcul :

- **Méthode d'analyse modal spectrale :**

Le territoire algérien est réparti en sept zones sismiques, de sismicité très faible (zone 0) à élevée (zones V-VI), selon la carte et le tableau de zonage du RPA 2024 (Art. 3.1, Tableau 3.1). La wilaya de Tissemsilt se situe en zone II (sismicité faible à moyenne).

- **Zone 0** : Très faible.
- **Zone I** : Faible.
- **Zone II** : Faible à moyenne.
- **Zone III** : Moyenne.
- **Zone IV** : Moyenne à élevée.
- **Zone V & VI** : Élevée.

- **Classification de l'ouvrage :**

Les ouvrages sont classés en fonction de leur importance relative en termes de sécurité, d'économie et de dimension sociale :

- Groupe 1A : ouvrages d'une importance cruciale.
- Groupe 1B : ouvrages de haute importance.
- Groupe 2 : ouvrages courants ou de moyenne importance.
- Groupe 3 : ouvrages de peu d'importance.

Les ouvrages sont par ailleurs classés selon leur importance en termes de sécurité, d'usage et d'enjeu socio-économique (groupes 1A, 1B, 2 et 3). Le bâtiment étudié, destiné à l'habitation collective, relève du groupe d'usage 2 (ouvrage courant).

L'objectif de la sélection de la technique de calcul et de la modélisation de la structure est d'illustrer le plus fidèlement possible le comportement effectif du bâtiment face aux tremblements de terre. Trois méthodes principales pour le calcul des sollicitations sismiques sont prescrites par le RPA 2024

- L'approche de la méthode statique équivalente (MSE).
- La technique de l'analyse modale spectrale.
- L'approche de l'analyse dynamique par accélérogrammes.

III.4 Modélisation de la structure :

III.4.1 Introduction :

Robot Structural Analysis Professional 2020 est un logiciel de conception assistée par ordinateur destiné à la modélisation, à l'analyse et au dimensionnement de différentes structures. Il permet, par la méthode des éléments finis, de simuler et de calculer une variété de structures (portiques, treillis, édifices, coques, plaques, ...), de réaliser les contrôles réglementaires imposés et de dimensionner les éléments de structure.

Il offre un large éventail de fonctionnalités pour l'analyse statique et dynamique des structures, ainsi que pour l'évaluation des contraintes internes propres à chaque composant — des résultats qui serviront ensuite de base pour le dimensionnement.

Il permet aussi de prendre en compte les propriétés non linéaires des matériaux, ainsi que l'analyse et la conception des composants structurels conformes aux diverses normes algériennes en vigueur, y compris les « Règles Parasismiques Algériennes 'RPA 2024' » et les « Règles C.B.A/93 ».

III.4.2 Définition de structure :

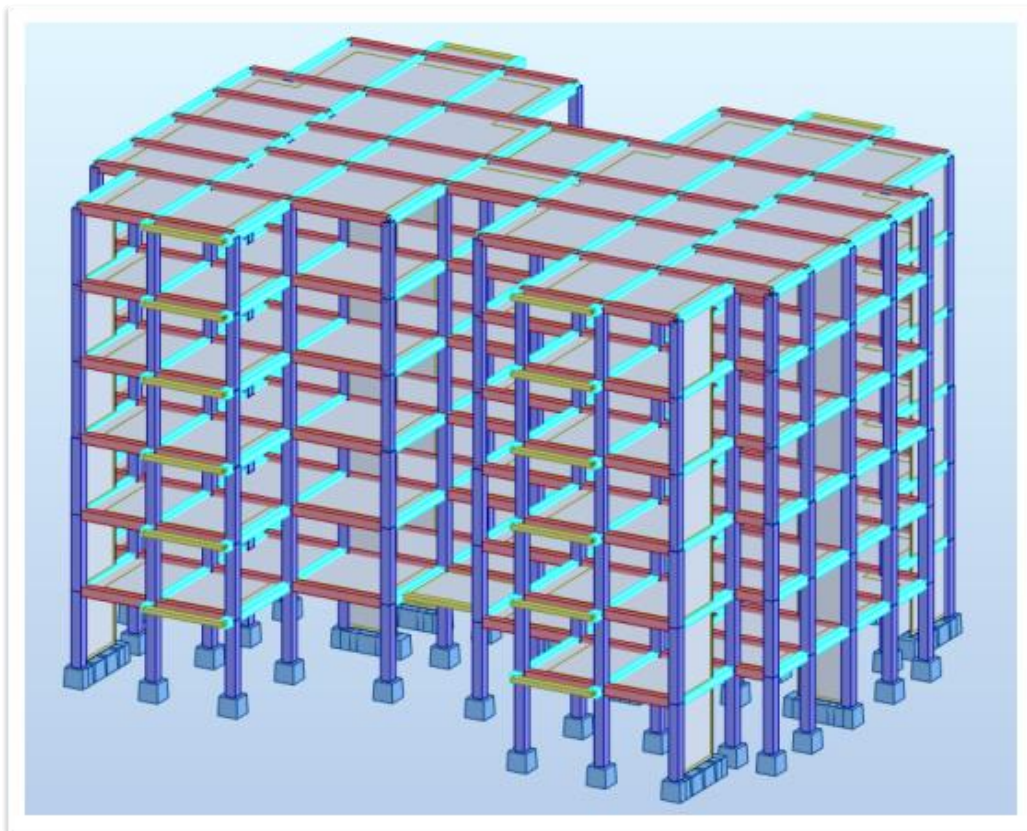


Figure III.1 : Vue en 3D sur le modèle.

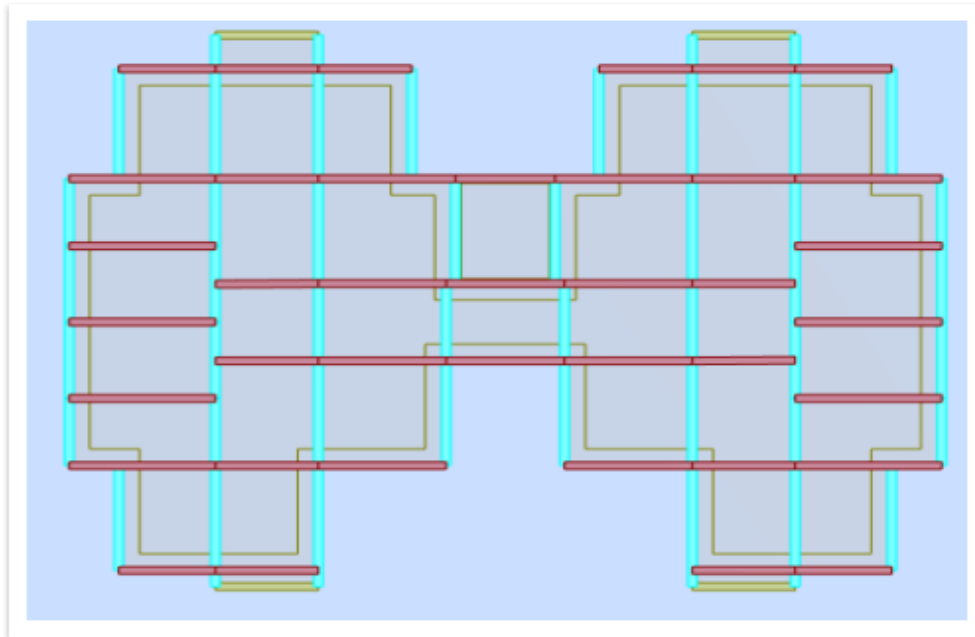


Figure III.2 : Vue en plan sur le modèle.

III.4.3 Positionnement des voiles :

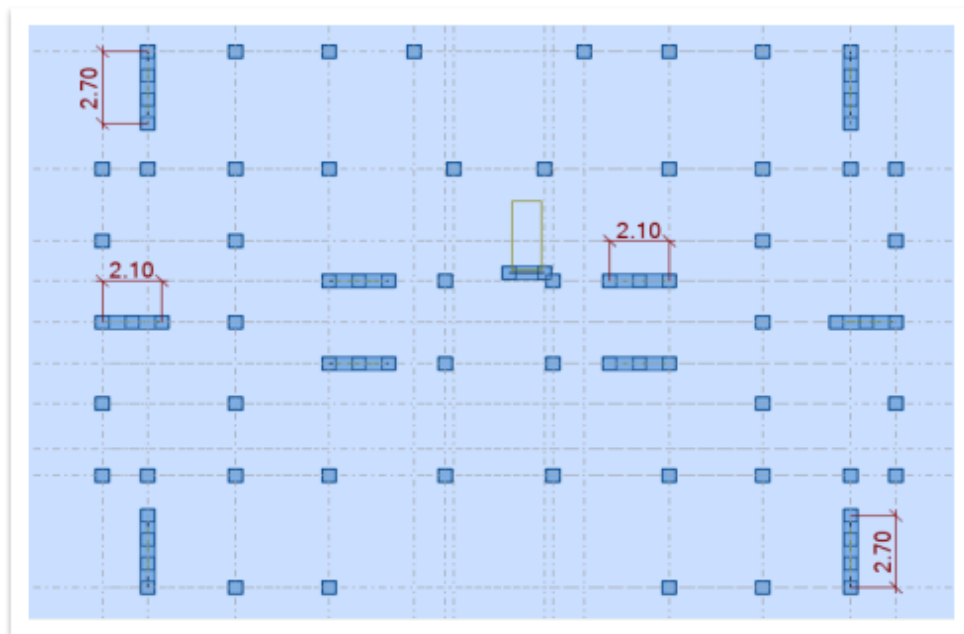


Figure III.3 : Positionnement des voiles.

III.5 Configuration du spectre de réponse horizontale (RPA 2024)

III.5.1 Adoption des paramètres sismiques :

Conformément aux stipulations du RPA 2024, la structure examinée se distingue par :

- Zone sismique : Zone II
- Accélération du coefficient : $A = 0.1$
- Groupe d'utilisation (I) : 2
- Classification du sol : S3 (sol meuble)

➤ Critère de qualité (Q_F) :

On a : $Q_{FY} = 1.05$ et $Q_{FY} = 1.05$

Tableau III.1 : Les valeurs caractérisant le spectre de réponse de calcul

Coefficient d'accélération de zone A (RPA 2024, Tab 3.3)	0.1
Coefficient d'importance I (RPA 2024, Tab 3.11)	1
Coefficient de site S (RPA 2024, Tab 3.4 et 3.5)	1.55
Limite inférieure des périodes T1 (RPA 2024, Tab 3.5)	0.1
Limite inférieure des périodes T2 (RPA 2024, Tab 3.5)	0.4
Début de la branche a déplacement spectral constant T3 (s) (RPA 2024, Tab 3.5)	1.2

a) Facteur de qualité :(RPA 2024, Tab 3.8)

Dans le cadre d'un contreventement mixte équivalent à des voiles (catégorie b), l'évaluation du facteur de qualité q repose sur la validation des critères réglementaires suivants :

Tableau III.1 : Facteur de qualité selon RPA 2024.

Critère q	Suivant X		Suivant Y	
	Observé	Pénalité	Observé	Pénalité
1- Régularité en plan	Non	0.05	Non	0.05
2- Régularité en élévation	Oui	0.20	Oui	0.20
3- Régularité en plan	Oui	0	Oui	0
Total	1.05		1.05	

III.5.2 Illustration graphique du spectre de réponse horizontale :

Les figures ci-après représentent les spectres de réponse calculés pour chaque direction d'analyse

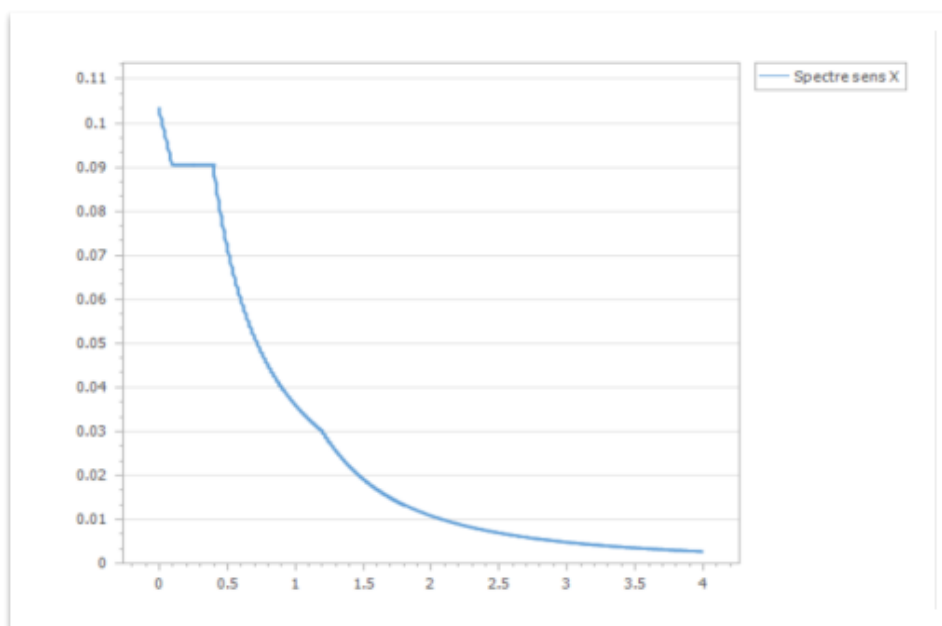


Figure III.4 : Représentation graphique des spectres de réponse

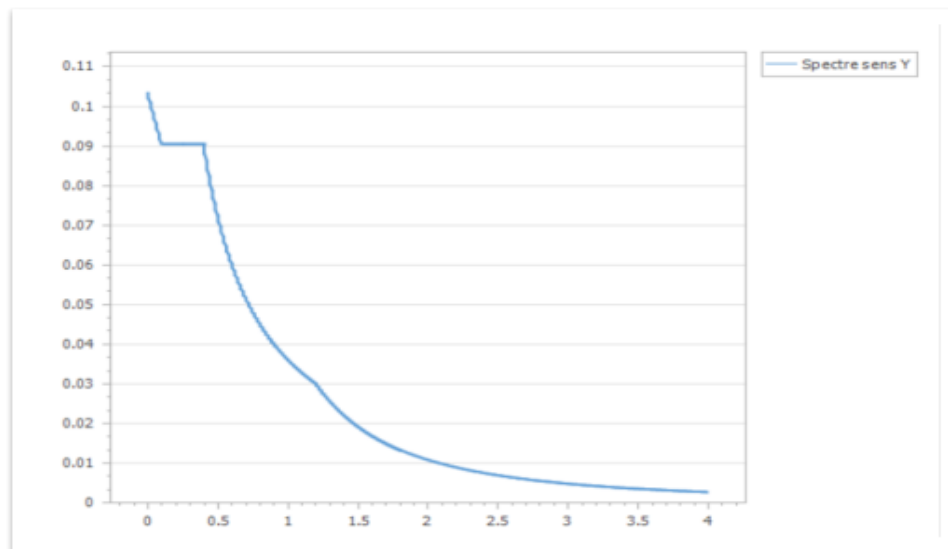


Figure III.5 : Représentation graphique des spectres de réponse

III.6 Spectre de réponse verticale :

La prise en compte de l'action sismique verticale du spectre de réponse est soumise à certaines conditions. Dans le cadre de cette étude, ces conditions ne sont pas satisfaites. Par conséquent, seule l'action sismique horizontale a été considérée dans l'analyse dynamique de la structure, car elle représente l'effet le plus significatif sur le comportement global du bâtiment.

III.7 Période fondamentale de la structure T_0 :

III.7.1 Estimation de la période Via le logiciel Robot :

Le tableau ci-dessous présente la période fondamentale de la structure estimée suite à l'analyse modale effectuée à l'aide du logiciel Autodesk Robot Structural Analysis.

Tableau III.2 : La période fondamentale et la fréquence de la structure

Sens	Période (s)	Fréquence
y-y	0.54	1.84
x-x	0.53	1.89

III.7.2 Estimation de la période via la formule empirique : (RPA 2024 Art-4.2.4).

$$T_{\text{empirique}} = C_T (H_N)^{3/4}$$

$$T_{\text{empirique}} = 0.05 \times (19.44)^{3/4} = \mathbf{0.462 \text{ s}}$$

III.7.3 Détermination du poids total de la structure : (RPA 2024 Art-4.2.3).

W : Le poids sismique total de l'ouvrage est obtenu en cumulant les poids W_i calculés pour chaque étage i

$$W = \sum_{i=1}^n W_i ; n \text{ étant le nombre de niveaux}$$

Où :

$W_i = W_{Gi} + \Psi \cdot W_{Qi}$, pour tout niveau i de la structure.

- W_{Gi} : Poids propre des éléments structuraux associé aux charges des équipements fixes solidaires de l'ouvrage.
- W_{Qi} : Charges d'exploitation.
- Ψ : Coefficient d'accompagnement déterminé en fonction du type d'usage et de la variabilité des surcharges d'exploitation.
- $\Psi = 0.3$ (RPA 2024)

Nous employons le logiciel Robot afin d'évaluer la masse de chaque niveau et la masse totale de la structure est récapitulée dans le tableau suivant :

Tableau III.3 : Poids total de la structure

Niveaux	Poids d'étage (KN)	Poids cumuls (KN)
Étage 5	4570.25	4570.25
Étage 4	4293.67	8863.92
Étage 3	4307.57	13171.49
Étage 2	4399.47	17570.96
Étage 1	4468.5	22039.46
RDC	4903.34	26942.80
W_T	26942.80	

III.8 Calcule de la force sismique total V_s par le MSE :

La détermination de l'effort sismique total V_s agissant à la base de la structure est réalisée à l'aide de la méthode statique équivalente (MSE). Ce calcul doit être effectué successivement suivant les deux axes horizontaux perpendiculaires X et Y. La valeur de V_s est obtenue en appliquant les expressions indiquées dans le tableau 2.16, conformément aux prescriptions du paragraphe § 2.2.6 du règlement.

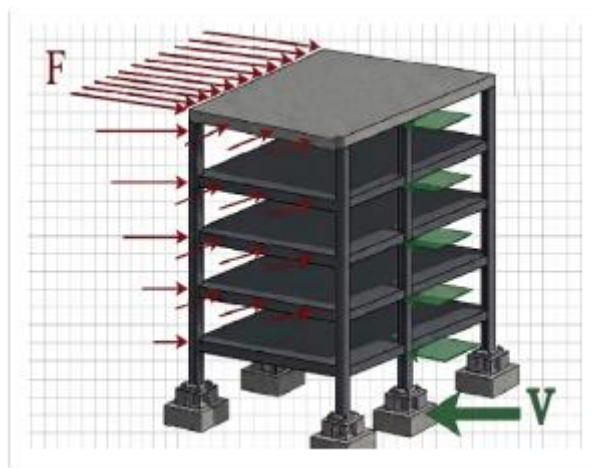


Figure III.6 : Représentation de la force sismique sur la structure

III.8.1 Valeur de la période « T_0 » pour le calcul de la force sismique totale : RPA2024 (Tableau 4.4).

C'est on a :

- $T_{\text{calcul}} < 1.3 T_{\text{empirique}}$ Donc : $T_0 = T_{\text{calcul}}$
- $T_{\text{calcul}} \geq 1.3 T_{\text{empirique}}$ Donc : $T_0 = T_{\text{empirique}}$

Pour notre projet :

Tableau III.4 : Détermination de période « T_0 » et coefficient de correction « λ »

Sens	$T_{\text{calcul}}(\text{s})$	$1.3 T_{\text{empirique}}(\text{s})$	$T_0(\text{s})$	$2T_2(\text{s})$	λ
y-y	0.54	0.601	0.54	0.8	0.85
x-x	0.53	0.601	0.53	0.8	0.85

III.8.2 Spectre de calcul : (RPA 2024 Art-3.3.3).

$$\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T) = \begin{cases} \text{A.I.S.} \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \cdot \left(2.5 \cdot \frac{Q_F}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{si : } 0 \leq T \leq T_1 \\ \text{A.I.S.} \left[2.5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] & \text{si : } T_1 \leq T \leq T_2 \\ \text{A.I.S.} \left[2.5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{si : } T_2 \leq T \leq T_3 \\ \text{A.I.S.} \left[2.5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2 + T_3}{T} \right] & \text{si : } T_3 \leq T \leq T_4 \end{cases}$$

Où :

- $\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T)$: spectre de calcul normalise par rapport à la valeur de l'accélération de la pesanteur.
- R : coefficient de comportement de la structure.

III.8.3 Calcul la force sismique : (RPA 2024 Art-4.2.3).

Détermination de l'ordonnée du spectre de calcul correspondant à la période « T_0 » :

$$\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T_{y_0}) = \text{A.I.S.} \left[2.5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right] = 0.1 \times 1 \times 1.55 \times \left[2.5 \cdot \frac{1.05}{4.5} \right] \left[\frac{0.4}{0.56} \right] = 0.064$$

$$\frac{S_{\text{ad}}}{g}(T_{x_0}) = \text{A.I.S.} \left[2.5 \cdot \frac{Q_F}{R} \right] = 0.1 \times 1 \times 1.55 \times \left[2.5 \cdot \frac{1.05}{4.5} \right] \left[\frac{0.4}{0.56} \right] = 0.064$$

Donc on a :

$$V_y = V_x = V_s$$

➤ **Force sismique :**

$$V_s = \lambda \cdot \frac{S_{\text{ad}}}{g}(T_0) \cdot W = 0.85 \times 0.064 \times 26942.80 = \mathbf{1465.69 \text{ KN}}$$

III.9 Vérification des exigences du RPA2024 :

Tableau III.5 : Les vérifications des exigences du RPA 2024

Vérification de la période fondamentale de la structure
Vérification du nombre de modes à considérer et la participation massique
Vérification de l'excentricité
Vérification de l'effort tranchant à la base
Vérification de système de contreventement
Vérification des efforts normaux réduits
Vérification de renversement
Vérification de l'effet P-delta
Vérification de déplacement inter-étage

III.9.1 Vérification de la période fondamentale de la structure :(RPA 2024 Art-4.2.4).

Le RPA stipule que la valeur de la période fondamentale T_0 , qu'elle soit déterminée par la méthode de Rayleigh ou par calcul numérique, ne doit pas excéder de 30 % celle calculée par la formule empirique.

Tableau III.6 : Contrôle de la période fondamentale de la structure

$T_{\text{calcul}} \text{ (s)}$	$T_{\text{empirique}} \text{ (s)}$	$1.3 T_{\text{empirique}} \text{ (s)}$	Condition
0.54	0.462	0.601	Vérifiée

III.9.2 Vérification du nombre de modes à considérer et la participation massique :

Conformément aux prescriptions du **RPA 2024 (Article 4.3.3-a)**, le nombre de modes de vibration retenus dans chaque direction de sollicitation doit satisfaire les critères suivants afin de garantir une représentation correcte de la réponse dynamique de la structure :

- La somme des masses modales effectives des modes sélectionnés doit représenter **au moins 90 %** de la masse totale de la structure dans la direction considérée.
- À défaut, tous les modes présentant une **masse modale effective supérieure à 5 %** de la masse totale doivent être intégrés dans l'analyse afin d'évaluer convenablement la réponse globale de l'ouvrage.
- **Dans tous les cas**, le nombre minimal de modes à prendre en compte est fixé à **trois (03)** pour chacune des directions d'analyse.

Les résultats issus de l'analyse modale réalisée sur la structure étudiée sont regroupés dans le tableau ci-après.

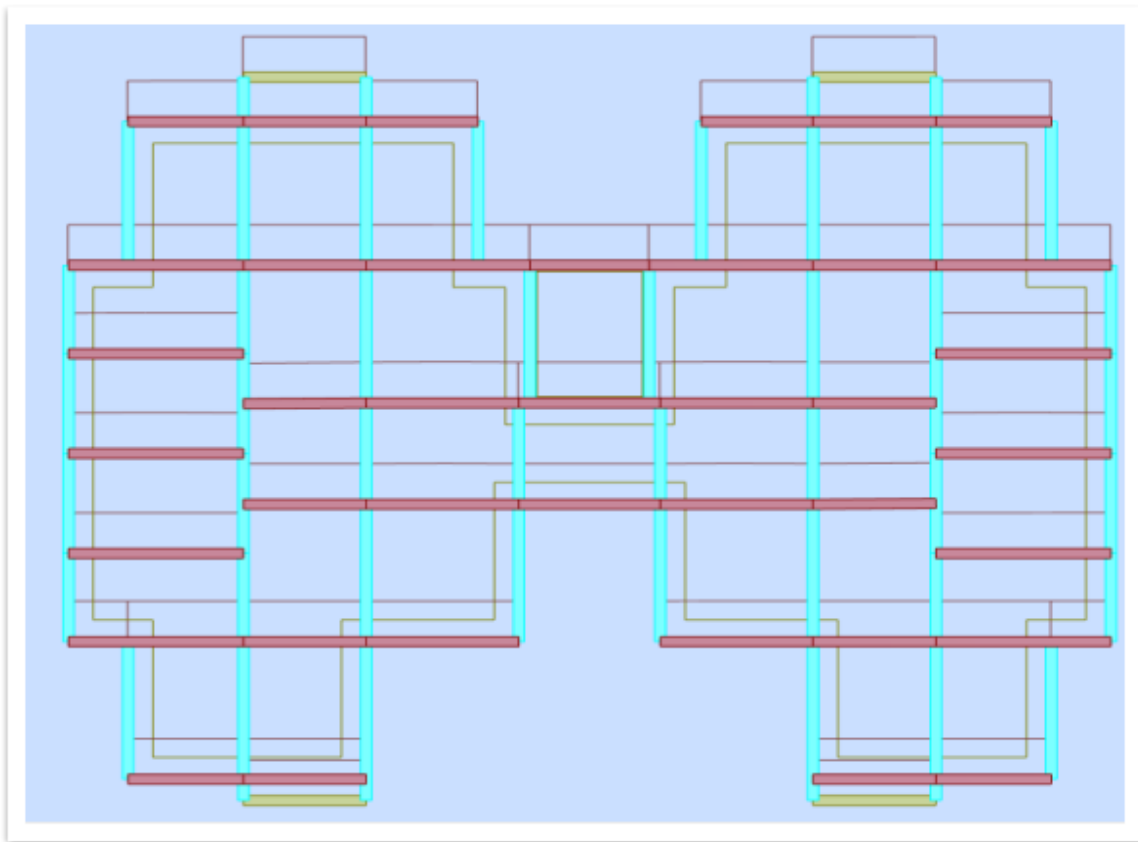
Tableau III.7 : Les résultats de l'analyse modale trouvés par le ROBOT.

Mode	Période (s)	Masse modale UX (%)	Masse modale UY (%)	Masse cumulée SumUX (%)	Masse cumulée SumUY (%)
1	0.54	0.01	70.77	0.01	70.77
2	0.53	71.67	0.01	71.68	70.78
3	0.47	0.13	0.00	71.81	70.78
4	0.15	15.33	0.01	87.14	70.79
5	0.15	0.01	16.60	87.15	87.39
6	0.13	0.13	0.00	87.28	87.39
7	0.07	1.19	4.96	88.47	92.36
8	0.07	4.95	1.20	93.42	93.55

✚ La condition exigée par le RPA 2024 est satisfaite à partir du 8^{ème} mode de vibration.

- **Mode propre de la structure :**

Le mode 1 correspond à un mouvement de translation selon la direction y-y, présentant une période de 0.54 s.

**Figure III.7 :** Translation de la structure selon l'axe y-y

Le mode 2 correspond à un mouvement de translation selon la direction x-x, présentant une période de 0.53 s.

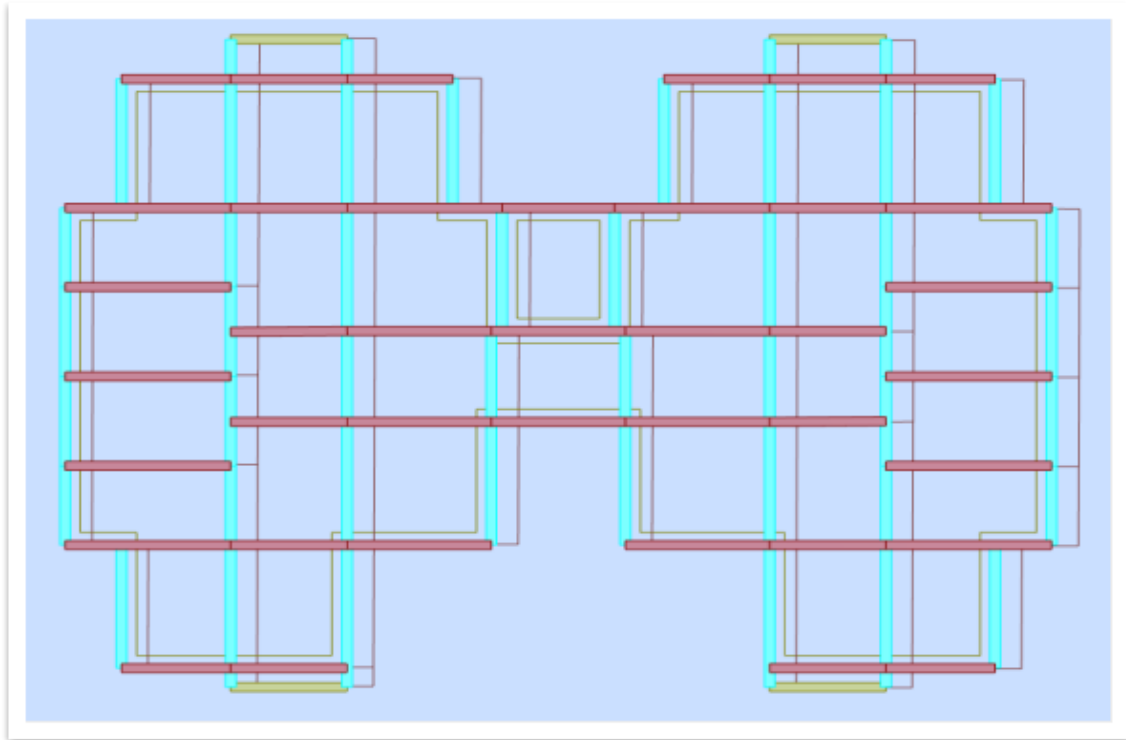


Figure III.8 : Translation de la structure selon l'axe x-x

Le mode 1 correspond à un mouvement de rotation selon la direction z-z, présentant une période de 0.47 s.

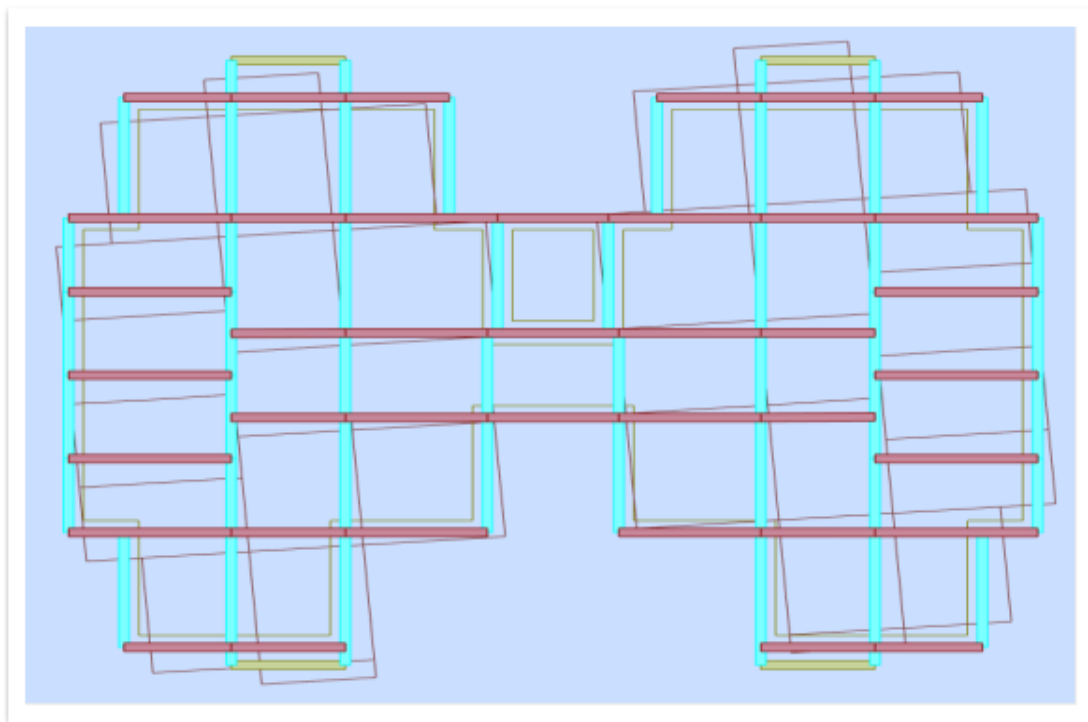


Figure III.9 : Rotation de la structure selon l'axe Z-Z

III.9.3 Vérification de l'excentricité : (RPA 2024 Art-2.4.7)

Lors de l'analyse sismique, les effets de la torsion autour de l'axe vertical doivent être pris en compte, car l'excentricité entre le centre de masse et le centre de rigidité entraîne une augmentation des efforts tranchants. Pour les structures munies de planchers ou de diaphragmes rigides, le **RPA 2024** impose de considérer, à chaque niveau et dans chaque direction d'analyse, l'excentricité la plus défavorable parmi les valeurs suivantes :

- **Une excentricité accidentelle égale à 5 %** de la dimension du bâtiment mesurée dans la direction étudiée. Cette valeur doit être examinée avec les deux signes (+5 % et -5 %) afin d'identifier le cas le plus pénalisant.
- **L'excentricité théorique**, déterminée à partir de la position relative du centre de masse et du centre de rigidité de la structure.

Si l'on modélise en trois dimensions, il faut également ajouter à l'excentricité théorique une excentricité accidentelle de $\pm 0,05 L$, L étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique considérée. Cette excentricité doit être appliquée à chaque niveau de la structure et pour chacune des directions d'analyse de façon à reproduire de manière réaliste les effets de la torsion accidentelle.

Excentricité théorique :

$$e_x = |X_{CM} - X_{CR}|$$

$$e_y = |Y_{CM} - Y_{CR}|$$

Le calcul du centre de masse s'effectue selon l'expression suivante :

$$\begin{cases} X_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot x_i}{\sum m_i} \\ Y_{CM} = \frac{\sum m_i \cdot y_i}{\sum m_i} \end{cases}$$

Le calcul du centre de rigidité s'effectue selon l'expression suivante :

$$\begin{cases} X_{CR} = \frac{\sum I_i \cdot x_i}{\sum I_i} \\ Y_{CR} = \frac{\sum I_i \cdot y_i}{\sum I_i} \end{cases}$$

Excentricité accidentelle: (RPA 2024 Art-4.2.7)

$$\begin{cases} e_{ax} = 0.05 \cdot L_x \\ e_{ay} = 0.05 \cdot L_y \end{cases} \rightarrow \begin{cases} e_{ax} = 0.05 \times 28.30 = 1.4 \\ e_{ay} = 0.05 \times 22.10 = 1.11 \end{cases}$$

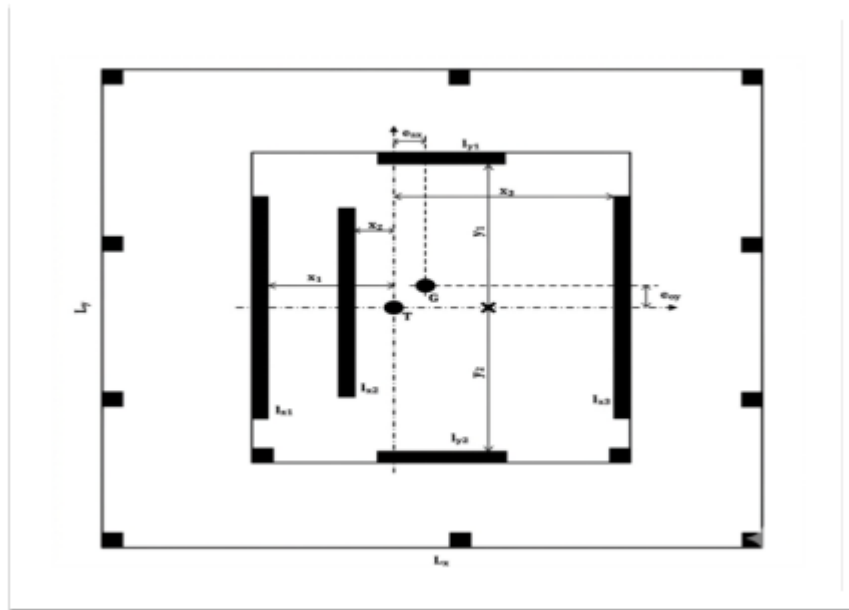


Figure III.10 : Présentation graphique des centres de masse et de rigidité du bâtiment.

Les résultats obtenus sont reportés dans le tableau ci-après :

Tableau III.8 : Contrôle de l'excentricité

Niveau	Centre de masse (m)		Centre de Rigidité (m)		Excentricité théorique (m)		Excentricité accidentelle (m)		Condition
	X _{CM}	Y _{CM}	X _{CR}	Y _{CR}	e _x	e _y	e _{ax}	e _{ay}	
Étage 5	14	10.54	14	9.96	0	0.58	1.4	1.11	Vérifiée
Étage 4	14	10.54	14	10.05	0	0.49	1.4	1.11	Vérifiée
Étage 3	14	10.55	14	10.05	0	0.51	1.4	1.11	Vérifiée
Étage 2	14	10.54	14	10.06	0	0.49	1.4	1.11	Vérifiée
Étage 1	14	10.54	14	10.06	0	0.49	1.4	1.11	Vérifiée
RDC	14	10.50	14	10.06	0	0.44	1.4	1.11	Vérifiée

- D'après les résultats obtenus, les excentricités théoriques dans les deux directions sont nulles et restent largement inférieures aux excentricités accidentelles imposées par le RPA 2024 (0.05L).

Par conséquent, la structure est considérée comme **régulière en plan** et ne présente pas d'irrégularité torsionnelle

III.9.4 Vérification de l'effort tranchant à la base : (RPA 2024 Art-4.3.5)

Le RPA 2024 stipule que la résultante des efforts tranchants à la base de la structure, désignée par V_t et calculée à partir de l'analyse modale, doit être au moins égale à 80 % de la force sismique totale V_s déterminée par la méthode statique équivalente. Cette vérification permet de s'assurer que la réponse dynamique choisie est toujours conforme aux exigences réglementaires.

Les valeurs de l'effort tranchant global calculées à l'aide du logiciel **Robot Structural Analysis**, ainsi que leur répartition sur les différents niveaux de la structure, sont présentés dans le tableau ci-après.

Tableau III.9 : Répartition de l'effort tranchant sur les niveaux

Niveau	$V_{ix}(KN)$	$V_{iy}(KN)$
Étage 5	471.61	466.14
Étage 4	778.29	759.87
Étage 3	1005.62	972.88
Étage 2	1183.91	1142.65
Étage 1	1311.77	1268.11
RDC	1367.27	1324.53

La formule (4.8) du Art 4.2.5 RPA 2024 fournit la répartition de la force sismique entre les étages :

$$F_i = \frac{(V-F_t)w_i \cdot h_i}{\sum w_j \cdot h_j}$$

- F_i : Force horizontale revenant au niveau « i »
- F_t : La force latérale additionnelle en tête de l'ouvrage.
- h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i .
- h_j : Niveau du plancher quelconque.
- w_i, w_j : Poids revenant aux planchers « i », « j ».

$$T_0 > 0.7 \text{ s} \rightarrow F_t = 0.07 \cdot F_0 \cdot V$$

$$0 < T_0 \leq 0.7 \text{ s} \rightarrow F_t = 0$$

Tableau III.10 : Répartition de la force sismique sur les niveaux.

Niveau	$F_{ix}(KN)$	$F_{iy}(KN)$
Étage 5	402.44	389.86
Étage 4	315.08	305.25
Étage 3	252.88	244.98
Étage 2	193.71	187.66
Étage 1	131.16	127.06
RDC	72.00	69.75

NB : Il n'est pas nécessaire de calculer la distribution des forces sismiques et des efforts de cisaillement à divers niveaux pour procéder à une vérification directe des efforts de cisaillement. Toutefois, ces évaluations restent nécessaires pour d'autres vérifications structurelles, y compris celles concernant la stabilité au renversement de la structure et la prise en compte de l'effet P-Δ.

Le tableau suivant récapitule l'ensemble des contrôles et des vérifications effectués :

Tableau III.11 : Contrôle de l'effort tranchant à la base

Sens	V_t (KN)	V_s (KN)	$0.8. V_s$ (KN)	Condition
x-x	1367.27	1465.69	1172.55	Vérifiée
y-y	1324.53	1465.69	1172.55	Vérifiée

III.9.5 Vérification de système de contreventement :

Le coefficient de comportement lié à un système de contreventement est calculé sur la base de divers facteurs, y compris le type de matériaux employés, la structure mise en place, l'aptitude de la structure à répartir les contraintes internes et la capacité des éléments structuraux à se déformer dans le champ post-élastique.

III.9.5.1 Justification vis-à-vis de l'effet noyau (RPA 2024 Article 3.5) :

Le système de contreventement mixte ou à voiles est identifié lorsque la rigidité en torsion de la structure demeure inférieure au seuil minimal prescrit. Dans ce cas, les rayons de torsion selon les directions x et y, notés r_x et r_y , sont inférieurs au rayon de giration du plancher l_s .

$$\begin{cases} r_x > l_s \\ r_y > l_s \end{cases}$$

- (r_x et r_y) sont des rayons de torsion.
- (l_s) est le rayon de giration massique en plan

Les systèmes de contreventement de (1) à (5) qui ne remplissent pas les exigences minimales de rigidité en torsion dans les deux directions horizontales principales sont considérés comme des structures à effet noyau ou à noyau de contreventement, conformément à leur comportement sous les sollicitations sismiques.

Rayons de torsion r_x et r_y :

Le rayon de torsion (« r_x » « r_y ») correspond à la capacité de la structure à s'opposer aux rotations autour des axes x et y. Lorsque r_x et r_y sont tous les deux inférieurs ou égaux à l_s , la structure présente une faible ténacité en torsion et devient plus sensible aux forces latérales.

Selon l'Eurocode 8 (P. Fajfar et M. Kreslin), le rayon de torsion s'obtient à partir de la racine carrée du rapport entre la rigidité en torsion (K_M) et la rigidité latérale correspondante (K_{FY} ou K_{FX}).

$$r_{x,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FY,i}}} ; r_{y,i} = \sqrt{\frac{K_{M,i}}{K_{FX,i}}}$$

Pour chaque niveau du bâtiment, trois cas de chargement statique sont définis et désignés par (FTX, FTY et MT).

Dans ce cas, les forces ainsi que le moment sont appliqués au centre de rigidité, tandis que lors du calcul de l'excentricité structurale, ces actions sont appliquées au centre de masse.

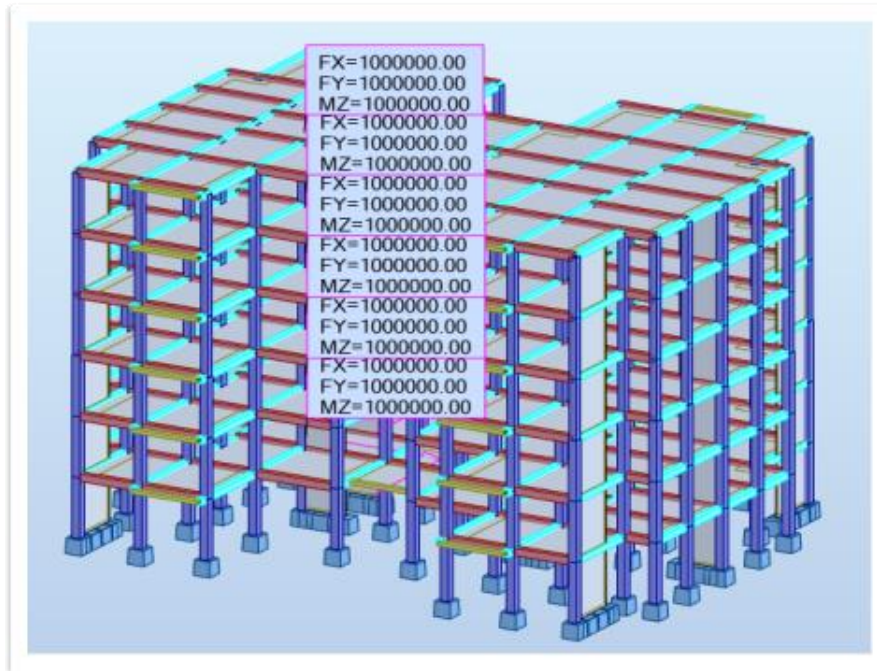


Figure III.11 : Application des forces nodales

Le calcul des rigidités en torsion et latérales dans les deux sens s'effectue de la manière suivante :

Rayon de giration l_s :

Le rayon de giration massique du plancher est évalué en utilisant la formule suivante :

$$K_{M,i} = \frac{1}{R_{Z,i}(M_{T,i}=1)} ; K_{FX,i} = \frac{1}{U_{X,i}(F_{TX,i}=1)} ; K_{FY,i} = \frac{1}{U_{Y,i}(F_{TY,i}=1)}$$

Où :

$R_{Z,i}(M_{T,i} = 1)$: La rotation du niveau « i » autour de l'axe vertical due à un moment unitaire.

$U_{xi}(F_{Tx,i} = 1)$: Le déplacement au niveau « i » dans la direction x sous une force unitaire F_{Tx}

$U_{yi}(F_{Ty,i} = 1)$: Le déplacement au niveau « i » dans la direction y sous une force unitaire $F_{Ty,i}$

Tableau III.12 : Calcul de rayon de giration

Niveau	Masse (Kg)	$I_z(\text{kg/m}^2)$	$l_s(\text{m})$
Étage 5	399115.28	42521101.94	10.32
Étage 4	330765.37	36114501.98	10.44
Étage 3	330765.37	36114527.66	10.44
Étage 2	330765.37	36112293.88	10.44
Étage 1	330765.37	36112286.12	10.44
RDC	337981.98	36264592.97	10.35

La structure comporte six étages, ce qui conduit à la définition de dix-huit cas de chargement statique. Les forces unitaires appliquées sont $F_{Txi} = F_{Tyi} = 10^6 \text{ kN}$, accompagnées d'un moment unitaire $M_{Ti} = 10^6 \text{ KN.m}$

Les valeurs obtenues à l'issue du calcul sont reportées dans le tableau ci-après :

Tableau III.13 : Calcul des rayons de torsion

Niveau	$U_x(\text{m})$	$U_y(\text{m})$	$R_z(\text{rad})$	$K_{Fx}(\text{KN.m})$	$K_{Fy}(\text{KN.m})$	$K_{Mz}(\text{KN.m})$	$r_x(\text{m})$	$r_y(\text{m})$
Étage 5	21.70	23.063	0.1518	46071.69	43359.49	6587615.28	12.32	11.96
Étage 4	18.48	19.332	0.1277	54085.04	51727.70	7830853.56	12.30	12.03
Étage 3	14.73	15.147	0.1003	67867.46	66019.67	9970089.73	12.29	12.12
Étage 2	10.45	10.585	0.0702	95649.84	94467.95	14245014.2	12.28	12.20
Étage 1	6.07	6.061	0.0403	164630.73	164989.27	24813895.8	12.26	12.28
RDC	2.13	2.120	0.0142	468077.14	471631.37	70422535.2	12.22	12.27

III.9.5.2 Vérification de l'effet noyau :

Tableau III.14 : Vérification de l'effet noyau

Niveau	Rayon de torsion		Rayon de giration $I_s(\text{m})$	Condition
	$r_x(\text{m})$	$r_y(\text{m})$		
Étage 5	12.32	11.96	10.32	Vérifiée
Étage 4	12.30	12.03	10.44	Vérifiée
Étage 3	12.29	12.12	10.44	Vérifiée
Étage 2	12.28	12.20	10.44	Vérifiée
Étage 1	12.26	12.28	10.44	Vérifiée
RDC	12.22	12.27	10.35	Vérifiée

III.9.5.3 Vérification de la distribution de l'effort tranchant sur les voiles :

Tableau III.15 : Vérification de la distribution de l'effort tranchant

Sens	$V_t(\text{KN})$	$V_v(\text{KN})$	$V_v/V_y(\%)$	Condition
x-x	1367.27	974.98	71 %	Vérifiée
y-y	1324.53	948.20	71%	Vérifiée

- Les résultats montrent que les voiles supportent plus de 65 % de la force tranchante totale à la base de la structure. Ainsi le système de contreventement retenu (Système 05 : contreventement par voiles) offre une rigidité en torsion suffisante dans les deux grandes directions horizontales. Il n'est donc pas considéré comme système à noyau ou à effet noyau.

III.9.6 Vérification des efforts normaux réduits :

III.9.6.1 Pour les poteaux : (RPA 2024 Art-7.4.3)

Pour assurer à la structure un comportement ductile en situation sismique, l'effort normal de compression appliqué aux poteaux doit respecter la limite réglementaire suivante, outre les contrôles imposés par le C.B.A. :

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

Tableau III.16 : Vérification de l'effort normal réduit dans les poteaux

Poteau	Section			N _d (KN)	Combinaison	N _{rd}	N _{adm}	Condition
	h _c (m)	b _c (m)	B _c (m ²)					
P1	0.40	0.40	0.1600	729.47	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	0.18	0.35	Vérifiée
P2	0.35	0.35	0.1225	363.43	G+0.3Q+0.3E _x +E _y	0.12	0.35	Vérifiée

III.9.6.2 Pour les voiles : (RPA 2024 Art-7.7.2)

Pour que les voiles aient un comportement acceptable en cas de séisme et pour éviter les risques de rupture fragile par flexion composée, le RPA impose une valeur maximale de l'effort normal de compression, en plus des vérifications prévues par le C.B.A. Cette condition s'écrit ainsi

$$V = \frac{N_d}{B_c f_{c28}} \leq 0.40$$

Tableau III.17 : Vérification de l'effort normal réduit dans les voiles

Voile	Section			N _d (KN)	Combinaison	N _{rd}	N _{adm}	Condition
	h _c (m)	b _c (m)	B _c (m ²)					
V1	0.20	2.10	0.42	1089.49	G+0.3Q-Ex-0.3Ey	0.10	0.40	Vérifiée
V2	0.20	2.70	0.54	765.36	G+0.3Q-0.3Ex-Ey	0.06	0.40	Vérifiée

III.9.7 Vérification de renversement :

➤ Justification vis à vis de l'équilibre d'ensemble : (RPA 2024 Art-5.5)

La vérification de la stabilité au renversement de la structure au niveau des fondations est indispensable. Le moment de renversement est évalué en effectuant la somme des produits des forces horizontales appliquées à chaque niveau par la hauteur correspondante mesurée à partir du niveau de fondation.

Afin d'assurer la stabilité de la structure vis-à-vis du renversement, le coefficient de sécurité doit être supérieur ou égal à 1.3.

À cet effet, la relation suivante doit être vérifiée :

$$\frac{M_s}{M_r} \geq 1.3$$

III.9.7.1 Moment stabilisant de la structure « M_s » :

$$M_s = W_T \cdot L$$

Avec :

- W_T : Poids total de la structure.
- L : Bras de levier du moment (Il est pris égale à X_G pour le sens (x-x) et à Y_G pour le sens (y-y))

III.9.7.2 Moment de renversement de la structure « M_r » :

$$M_r = \sum F_i h_i$$

Avec:

- F_i : Force horizontale revenant au niveau « i ».
- h_i : Niveau du plancher où s'exerce la force F_i

➤ Vérification dans le sens x-x :

Tableau III.18 : Vérification de renversement suivant x-x

Niveau	W_T (KN)	X_G (m)	F_i (KN)	h_i (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	Condition
Étage 5	26942.80	14	402.44	19.44	377200.20	19171.11	19.68	Vérifiée
Étage 4			315.08	16.20				
Étage 3			252.88	12.96				
Étage 2			193.71	9.72				
Étage 1			131.16	6.48				
RDC			72.00	3.24				

➤ Vérification dans le sens y-y :

Tableau III.19 : Vérification de renversement suivant y-y

Niveau	W_T (KN)	Y_G (m)	F_i (KN)	h_i (m)	M_s (KN.m)	M_r (KN.m)	M_s/M_r	Condition
Étage 5	26942.80	10.55	389.86	19.44	284246.4	18572.27	15.30	Vérifiée
Étage 4			305.25	16.20				
Étage 3			244.98	12.96				
Étage 2			187.66	9.72				
Étage 1			127.06	6.48				
RDC			69.75	3.24				

III.9.8 Vérification de l'effet P – delta : RPA 2024 (Art. 5.9)

L'effet P-Δ représente un effet de second ordre lié à l'interaction entre les charges verticales appliquées à la structure et les déplacements latéraux engendrés par des actions horizontales, notamment sismiques. Ce phénomène provoque une amplification des déformations et des moments internes, pouvant affecter la stabilité de l'ouvrage

$$\theta_K = \frac{P_k \cdot \Delta_k}{V_k \cdot h_k} \leq 0.10$$

- P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau K.
- V_{Ky} : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- Δ_K : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 ».
- h_K : Hauteur du niveau « k ».

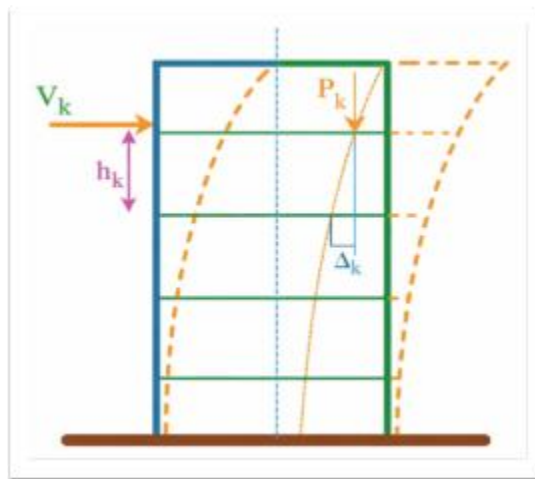


Figure III.12 : Effet P-Δ

- **Vérification dans le sens x-x :**

Tableau III 3.20 : Vérification de l'effet P-Δ suivant x-x

Niveau	P_K (KN)	Δ_{Kx} (mm)	V_{Kx} (KN)	h_K (mm)	θ_k	Condition
Étage 5	4570.25	4.71	470.75	3240	0.0141	Vérifiée
Etage 4	8863.92	5.31	776.96	3240	0.0187	Vérifiée
Étage 3	13171.49	5.69	1003.98	3240	0.0230	Vérifiée
Étage 2	17570.96	5.48	1182.00	3240	0.0251	Vérifiée
Étage 1	22039.46	4.58	1309.64	3240	0.0238	Vérifiée
RDC	26942.80	2.31	1365.04	3240	0.0141	Vérifiée

➤ Vérification dans le sens y-y :

Tableau III.21 : Vérification de l'effet P-Δ suivant y-y

Niveau	P _K (KN)	Δ _{Ky} (mm)	V _{Ky} (KN)	h _K (mm)	θ _k	Condition
Étage 5	4570.25	5.52	465.30	3240	0.0167	Vérifiée
Étage 4	8863.92	6.03	758.62	3240	0.0217	Vérifiée
Étage 3	13171.49	6.21	971.30	3240	0.0260	Vérifiée
Étage 2	17570.96	5.78	1140.76	3240	0.0275	Vérifiée
Étage 1	22039.46	4.71	1265.98	3240	0.0253	Vérifiée
RDC	26942.80	2.35	1322.30	3240	0.0148	Vérifiée

III.9.9 Verification des déplacements inter-étage : (RPA 2024 Art-5.10.1)

Le déplacement horizontal δ_k associé au niveau k de la structure est évalué en utilisant l'équation suivante : (l'article 4.5.2 du RPA 2024)

$$\delta_k = \frac{R}{Q_F} \delta_{ek}$$

- δ_{ek} : Les déplacements élastiques sont calculés par une analyse numérique de la structure réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis.
- Le déplacement relatif d'étage, correspondant à la différence de déplacement entre les niveaux k et k-1, est exprimé par la relation suivante :

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

Tableau III.22 : Calcul des déplacements relatifs

Niveau	Sens x-x			Sens y-y		
	δ _{ekx} (mm)	δ _{eky} (mm)	Δ _{Kx} (mm)	δ _{eky} (mm)	δ _{ky} (mm)	Δ _{Ky} (mm)
Étage 5	6.56	28.08	4.71	7.15	30.6	5.52
Étage 4	5.46	23.37	5.31	5.86	25.08	6.03
Étage 3	4.22	18.06	5.69	4.45	19.05	6.21
Étage 2	2.89	12.37	5.48	3.00	12.84	5.78
Étage 1	1.61	6.89	4.58	1.65	7.06	4.71
RDC	0.54	2.31	2.31	0.55	2.35	2.35

Les mouvements latéraux relatifs entre deux étages consécutifs doivent respecter les limites fixées par la réglementation, telles qu'elles sont résumées dans le tableau suivant :

Tableau III.23 : Déplacement limite

Type de structure	Déplacement limite :
Bâtiments en acier	$0.0200h_k$
Bâtiments en Béton Armé	$0.0150h_k$
Bâtiments en PAF	$0.0100h_k$
Bâtiments en Bois	$0.0150h_k$
Bâtiments en Maçonnerie Chainée	$0.0100h_k$
Légende : est la hauteur du niveau	« k »

Les écarts de déplacement latéral d'un étage par rapport au niveau immédiatement inférieur ne doivent pas dépasser les tolérances suivantes :

- 1- Pour les bâtiments abritant des éléments non structuraux en matériaux fragiles fixés à la structure :

$$V_A \cdot \Delta_K \leq 0.0050 \cdot h_K$$

- 2- Pour les bâtiments dotés d'éléments non structuraux ductiles :

$$V_A \cdot \Delta_K \leq 0.0075 \cdot h_K$$

➤ V_A : coefficient réducteur, il est pris égale à **0.5**.

La configuration de notre projet est celle du cas (2). Ainsi, l'évaluation des déplacements inter-étages, tant pour le critère de non-effondrement que pour celui de limitation des dommages, est la suivante :

➤ **Vérification dans le sens x-x :**

Tableau III.24 : Vérification des déplacements inter étages suivant le sens (x-x)

Niveau	Δ_{Kx} (mm)	h_k (mm)	$\Delta_K = 0.0150h_k(m)$	$V_A \cdot \Delta_{Kx}$ (mm)	$0.0075 \cdot h_k(mm)$	Condition
Étage 5	4.71	3240	48.6	2.35	24.3	Vérifiée
Étage 4	5.31	3240	48.6	2.65	24.3	Vérifiée
Étage 3	5.69	3240	48.6	2.84	24.3	Vérifiée
Étage 2	5.48	3240	48.6	2.74	24.3	Vérifiée
Étage 1	4.58	3240	48.6	2.29	24.3	Vérifiée
RDC	2.31	3240	48.6	1.15	24.3	Vérifiée

➤ Vérification dans le sens y-y :

Tableau III.25 : Vérification des déplacements inter étages suivant le sens (y-y)

Niveau	Δ_{Ky} (mm)	h_k (mm)	$\Delta_K = 0.0150h_k(m)$	$V_A \cdot \Delta_{Ky}$ (mm)	$0.0075 \cdot h_k(mm)$	Condition
Étage 5	5.52	3240	48.6	2.76	24.3	Vérifiée
Étage 4	6.03	3240	48.6	3.01	24.3	Vérifiée
Étage 3	6.21	3240	48.6	3.10	24.3	Vérifiée
Étage 2	5.78	3240	48.6	3.89	24.3	Vérifiée
Étage 1	4.71	3240	48.6	2.35	24.3	Vérifiée
RDC	2.35	3240	48.6	1.17	24.3	Vérifiée

III.10 Conclusion :

L'étude sismique menée dans ce chapitre a permis d'évaluer le comportement du bâtiment sous sollicitations sismiques. Les résultats obtenus montrent que la structure répond aux exigences réglementaires en matière de résistance, de rigidité et de stabilité, ce que confirment l'ensemble des vérifications effectuées.

Chapitre IV

Étude des éléments secondaires

IV.1 Introduction :

Les éléments secondaires comprennent les éléments de la structure qui ne participent pas directement à la reprise des charges principales ni au contreventement, notamment les cloisons et les murs de façade en maçonnerie. Leur dimensionnement est basé principalement sur les charges permanentes et d'exploitation définies au chapitre II. Certains d'entre eux doivent également être vérifiés par rapport à l'action sismique (horizontale ou verticale) et respecter les exigences constructives du règlement parasismique.

Dans ce chapitre, on expose le calcul des éléments secondaires suivants : planchers à corps creux (poutrelles et table de compression), escaliers et acrotère.

IV.2 Plancher :

IV.2.1 Introduction :

Les planchers assurent la reprise des charges verticales et leur transfert vers les éléments porteurs, tout en garantissant l'isolation thermique et acoustique entre niveaux. Pour ce projet, le choix s'est porté sur des planchers à corps creux, qui présentent l'avantage d'une bonne isolation thermo-acoustique et d'un poids propre réduit par rapport à une dalle pleine, allégeant ainsi la structure et optimisant le coût global du projet.

Dans le cadre de notre étude, nous avons opté pour la mise en œuvre de planchers à corps creux. Ce système de plancher se distingue par plusieurs avantages techniques, notamment :

- Une performance satisfaisante en matière d'isolation thermique et phonique ;
- Une réduction du poids propre par rapport à une dalle pleine, ce qui permet d'alléger la structure globale et d'optimiser ainsi l'aspect économique du projet.

IV.2.2 Calcul des poutrelles :

Les nervures sont réalisées en béton armé coulé en place et prennent appui sur les poutres principales. Leur comportement en flexion est modélisé en assimilant leur section transversale à une section en forme de T

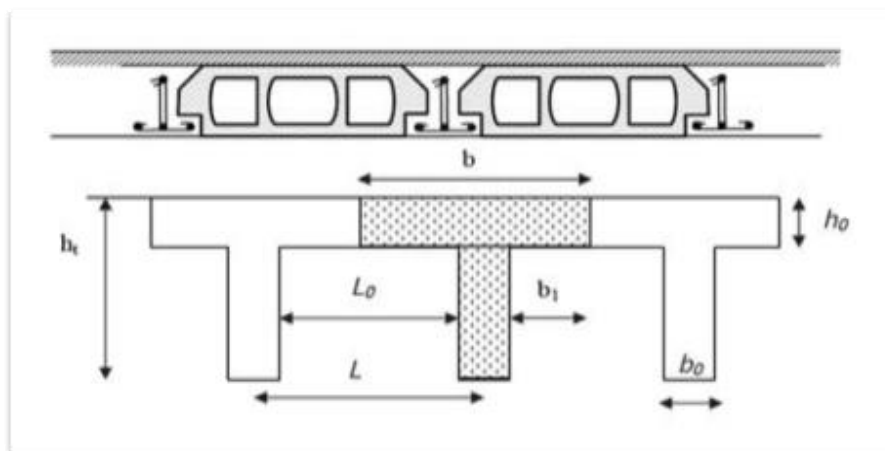


Figure IV.1 : Dimensionnement des poutrelles.

IV.2.2.1 Méthode de calcul des poutrelles :

Pour évaluer les sollicitations sur les poutrelles, notamment le moment fléchissant et l'effort tranchant, on peut utiliser diverses méthodes de calcul, comme la méthode forfaitaire, la méthode de Caquot minorée, la méthode des trois moments ou encore les méthodes numériques. Pour cette étude, on utilise :

IV.2.2.2 Méthode forfaitaire :(BAEL91/99 ; B.6.2.2.10)

Dans cette étude, les poutrelles sont assimilées à des poutres continues soumises à la flexion simple et au cisaillement. Le règlement BAEL 91 recommande, pour les planchers courants, une méthode de calcul simplifiée, applicable sous réserve de la vérification de quatre conditions essentielles suivant :

- Plancher à surcharge modérée : $Q \leq \min (2G ; 5\text{KN/m}^2)$
- Le rapport entre deux travées successives : $0.8 < \frac{L_i}{L_{i+1}} < 1.25$
- Le moment d'inertie constant sur toutes les travées.
- Fissuration peu nuisible (F.P.N).

Avec :

- G : charges permanentes reprises par la poutre continue.
- Q : charges d'exploitations reprises par la poutre continue.

➤ Principe de la méthode forfaitaire :

Cette méthode permet de déterminer les moments fléchissant maximaux en travée et au niveau des appuis, en les exprimant à partir des moments isostatiques de la travée considérée isolément.

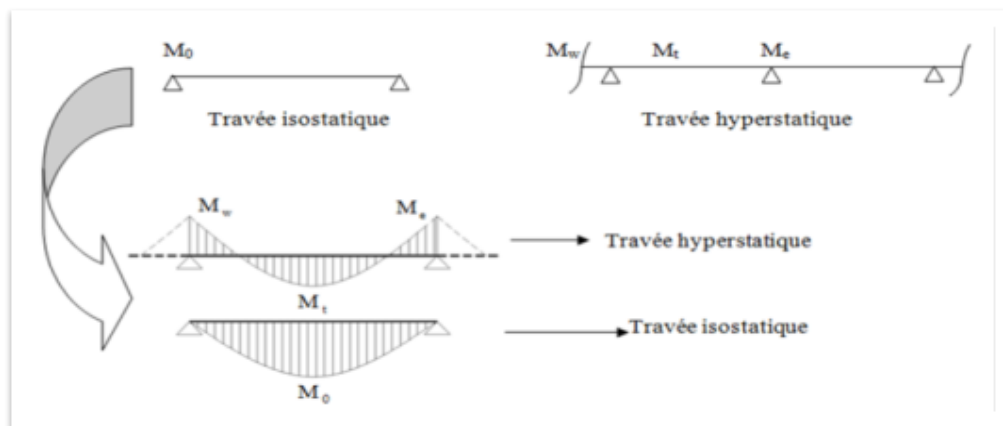


Figure IV.2 : Diagrammes du moment corrigé.

IV.2.2.3 Moments fléchissant :

En travée :

- $\alpha = \frac{Q}{Q+G}$: Le rapport des charges d'exploitations et permanentes.

Selon le BAEL 91, les valeurs de M_w ; M_t ; M_e doivent vérifier les conditions suivantes :

$$M_t \geq \max [1.05 ; (1+0.3\alpha)M_0] - \frac{(M_w + M_e)}{2}$$

2.1) Travée intermédiaire :

$$M_t \geq \frac{(1+0.3 \alpha)}{2} M_0$$

2.2) Travée de rive :

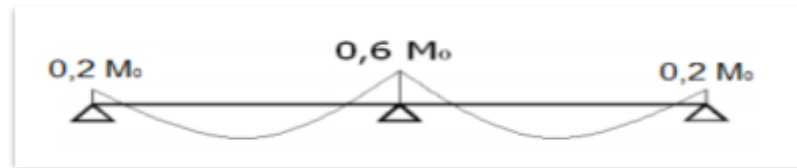
$$M_t \geq \frac{(1.2+0.3 \alpha)}{2} M_0$$

- M_0 : Le moment maximal dans la travée indépendante.
- M_t : Le moment maximal dans la travée étudiée.
- M_w : Le moment sur l'appui gauche de la travée
- M_e : Le moment sur l'appui droit de la travée

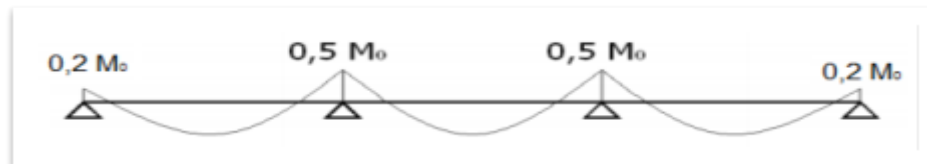
➤ Valeurs des moments aux appuis :

Les valeurs absolues des moments sur appuis sont évaluées selon le nombre des travées :

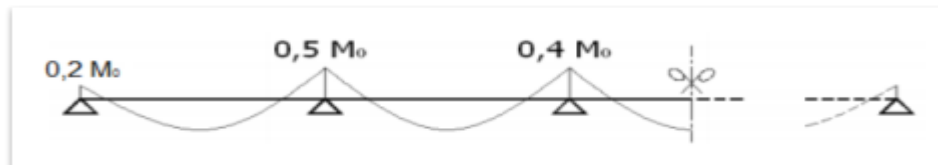
- Poutre contenue a deux travées :



- Poutre contenue a trois travées :



- Poutre contenue a plus de trois travées :



IV.2.2.4 Effort tranchant :

L'analyse de l'effort tranchant sert à contrôler la conformité de l'épaisseur d'âme, à dimensionner les armatures transversales et à établir le tracé final des armatures longitudinales.

Le règlement BAEL 91/99, prévoit que seul l'état limite ultime est vérifié :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{ql}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{ql}{2} \end{cases}$$



Figure IV.3 : Diagramme d'effort tranchants

IV.2.2.5 Présentation du logiciel RDM6

RDM6 est un logiciel de calcul destiné à l'étude des structures en Résistance des Matériaux. Il permet de modéliser divers systèmes structuraux (poutres, portiques, treillis...) et d'évaluer leur comportement sous diverses sollicitations mécaniques.

Conçu surtout pour enseigner la résistance des matériaux, ce logiciel utilise la méthode des éléments finis afin d'effectuer les analyses et les vérifications de structures.

Il comporte plusieurs modules de calcul dont :

- **RDM – Flexion** : destiné au calcul, à la vérification et à l'optimisation des poutres droites soumises à des sollicitations de flexion simple.
- **RDM – Ossatures** : permet d'effectuer l'analyse statique et dynamique des structures planes ou tridimensionnelles, telles que les portiques et les ossatures.

IV.2.2.6 Disposition des poutrelles :

Dans notre structure, on distingue un seul type principal des poutrelles classées selon leur direction :

- **Type 1** : Poutrelle dans le sens x-x
- **Type 2** : Poutrelle dans le sens y-y

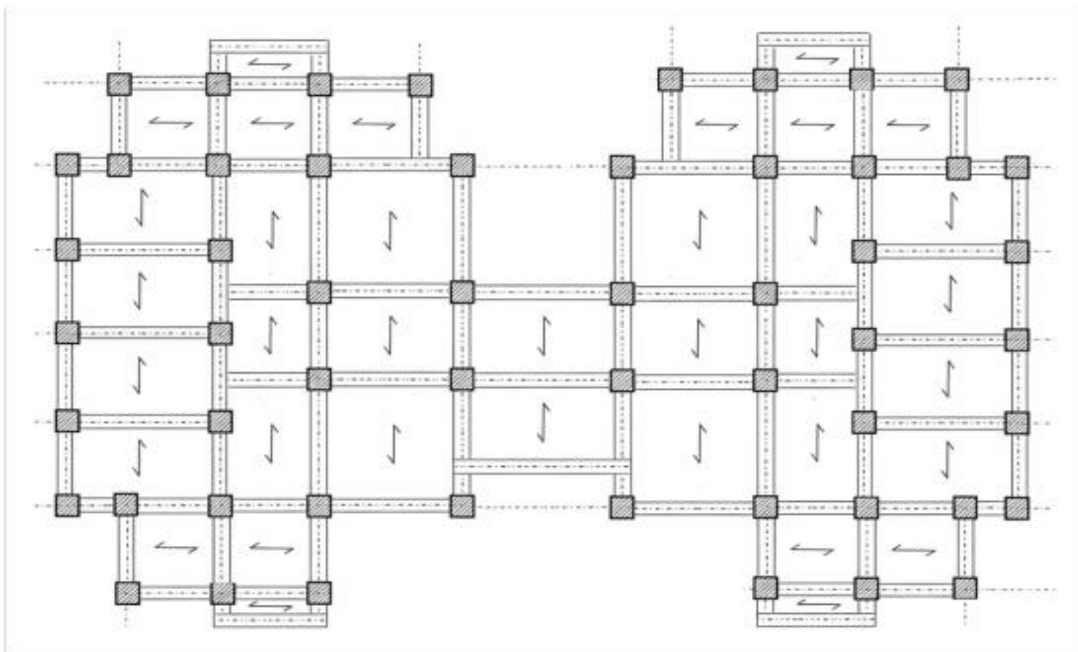


Figure IV.4 : Disposition des poutrelles dans le plancher RDC

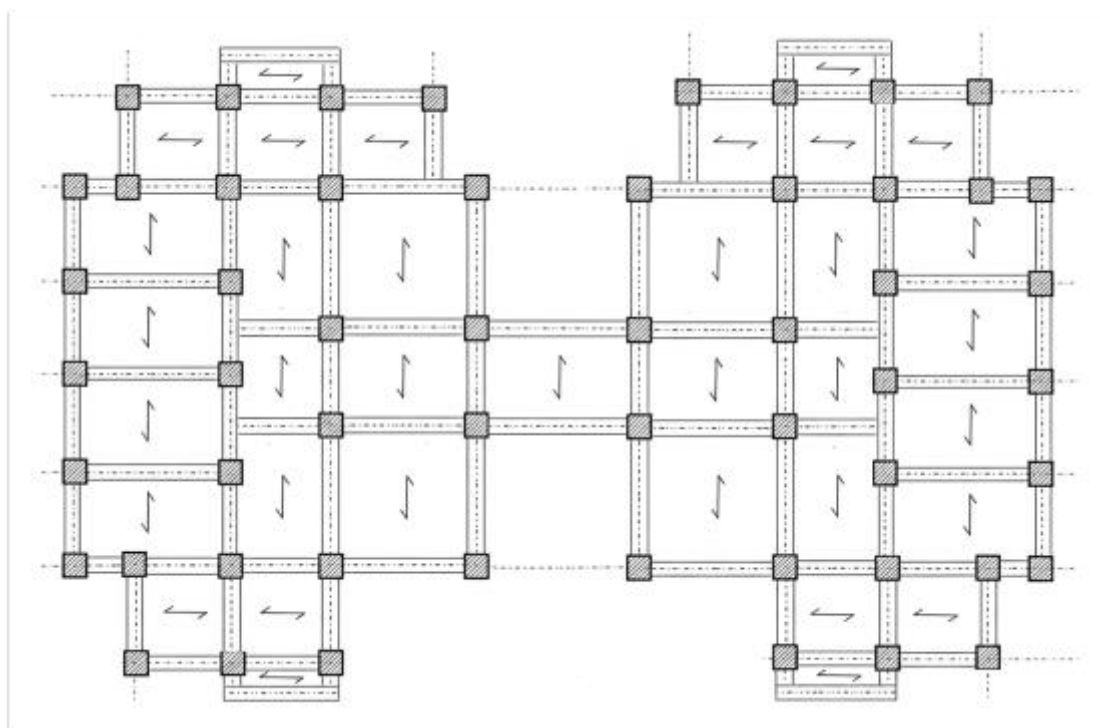


Figure IV.5 : Disposition des poutrelles dans le plancher EC

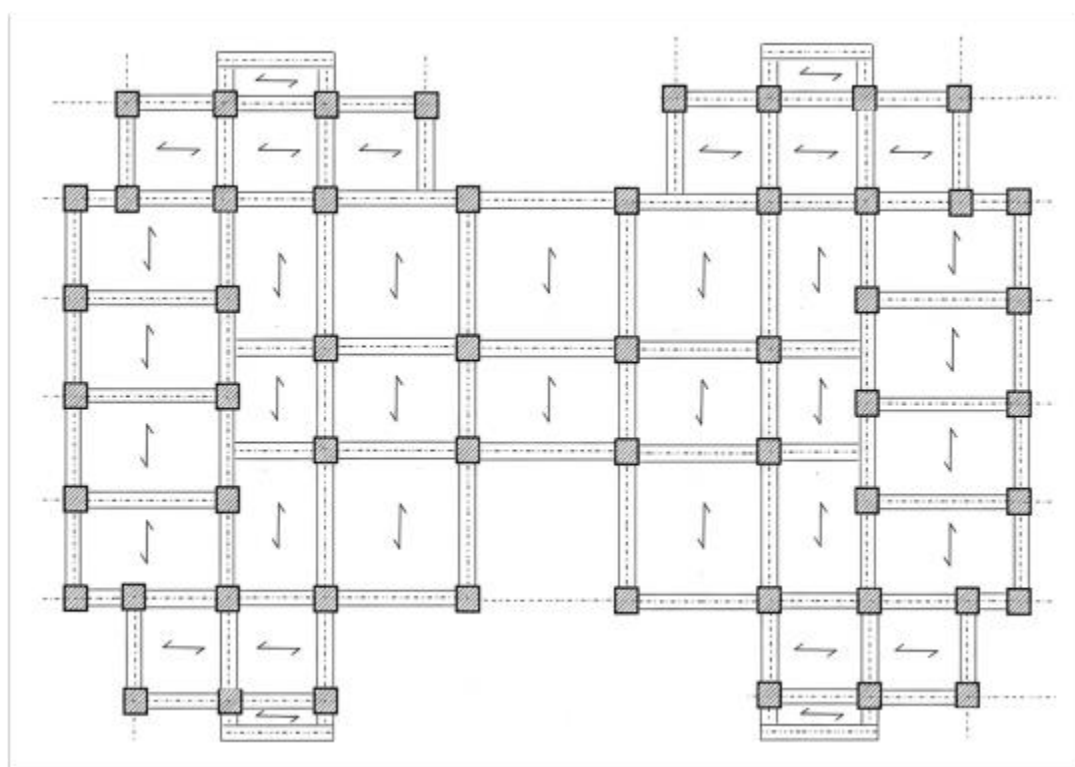
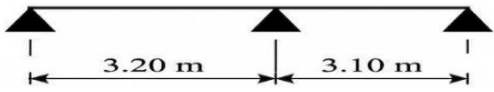
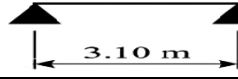
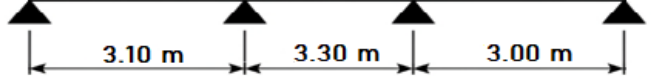
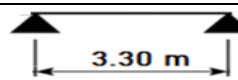
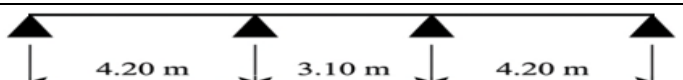
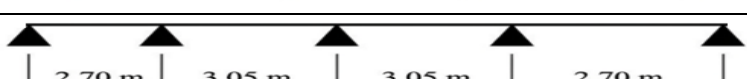
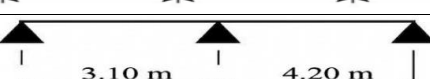


Figure IV.6 : Disposition des poutrelles dans le plancher terrasse

IV.2.2.7 Calcul des sollicitations :

Tableau IV.1 : Schéma statique des poutrelles

Plancher	Type	Schéma statique des poutrelles
RDC	1	
EC	2	
RDC EC Terrasse	3	
	4	
	5	
	6	
	7	
Terrasse	8	

IV.2.2.7.1 Choix de la méthode de calcul :

➤ Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2 \leq \min (2G = 10.12 \text{ KN/m}^2; 5 \text{ KN/m}^2) \dots\dots\dots \text{C.V}$
- Les moments d'inertie des sections transversales sont les mêmes dans la différente travée en continuité. $I = \frac{b \cdot h^3}{12} = \text{Constant} \dots\dots\dots \text{C.V}$
- Le rapport entre deux (02) travées successives

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25 \Rightarrow \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

- La fissuration peu préjudiciable..... C.V

Tableau IV.2 : Méthode adapte

Type	Méthode adaptée
1 ,3 ,4 ,5 ,6 ,8	Méthode forfaitaire
2 ,7	RDM classique Logiciel RDM 6

IV.2.2.7.2 Calcul des charges et surcharges revenant aux poutrelles :

Tableau IV.3 : Charge supporte par les poutrelles

Plancher	Charge	ELU	ELS
RDC EC	G (KN/m)	$1.35 \times 5.06 \times 0.65 = 4.440$	$5.06 \times 0.65 = 3.289$
	Q (KN/m)	$1.50 \times 1.50 \times 0.65 = 1.463$	$1.50 \times 0.65 = 0.975$
	q (KN/m)	$q_u = 5.903$	$q_s = 4.264$
Terrasse	G (KN/m)	$1.35 \times 6.48 \times 0.65 = 5.686$	$6.48 \times 0.65 = 4.212$
	Q (KN/m)	$1.35 \times 6.48 \times 0.65 = 0.975$	$1.00 \times 0.65 = 0.650$
	q (KN/m)	$q_u = 6.661$	$q_s = 4.862$

IV.2.3 Calcul des sollicitations des poutrelles type 1 :

Pour déterminer les sollicitations, on développera un exemple illustratif de la méthode forfaitaire pour la poutrelle type 3 du plancher d'étage courant.

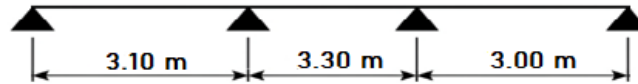


Figure IV.7 : Types de poutrelles dans le plancher pour exemple de calcul

➤ ELU :

$$\alpha = \frac{Q}{Q+G} = \frac{1.5}{5.06 + 1.5} = 0.23$$

- $(1 + 0.3 \alpha) = 1.069 > 1.05 \rightarrow$ Donc on prend en compte de 1.07
- Travée de rive $(1.2 + 0.3 \alpha) (1/2) = 0.63$
- Travée de rive $(1 + 0.3 \alpha) (1/2) = 0.53$

➤ Moment fléchissant (isostatique) :

$$M_0 = \frac{q_u \times L^2}{8}$$

1) Travée AB, BC, CD :

$$M_0^{AB} = \frac{5.9 \times 3.10^2}{8} = 7.08 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{BC} = \frac{5.9 \times 3.30^2}{8} = 8.01 \text{ KN.m}$$

$$M_0^{CD} = \frac{5.9 \times 3^2}{8} = 6.63 \text{ KN.m}$$

➤ **Moments sur appuis :**

$$M_A = 0.2 M_0^{AB} = 1.41 \text{ KN.m}$$

$$M_B = 0.5 \max (M_0^{AB}; M_0^{BC}) = 4.00 \text{ KN.m}$$

$$M_C = 0.5 \max (M_0^{BC}; M_0^{CD}) = 4.00 \text{ KN.m}$$

$$M_D = 0.2 M_0^{CD} = 1.32 \text{ KN.m}$$

➤ **Moment en travée :**

$$M_T^{AB} \geq 1.05 \cdot M_0^{AB} - \frac{M_A + M_B}{2} = 4.73 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{AB} \geq 0.63 \cdot M_0^{AB} = 4.46 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{AB} = 4.73 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{BC} \geq 1.05 \cdot M_0^{BC} - \frac{M_B + M_C}{2} = 4.41 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{BC} \geq 0.53 \cdot M_0^{BC} = 4.24 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{BC} = 4.41 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{CD} \geq 1.05 \cdot M_0^{CD} - \frac{M_C + M_D}{2} = 4.30 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{CD} \geq 0.63 \cdot M_0^{CD} = 4.17 \text{ KN.m}$$

$$M_T^{CD} = 4.30 \text{ KN.m}$$

➤ **Efforts tranchants :**

Les valeurs des efforts tranchants de chaque travée étant calculées selon la formule suivante :

$$\begin{cases} T_w = \frac{M_w - M_e}{l} + \frac{q_u \times l}{2} \\ T_e = \frac{M_w - M_e}{l} - \frac{q_u \times l}{2} \end{cases}$$

Avec :

T_w = effort tranchant à droite

T_e = effort tranchant à gauche

$$AB \begin{cases} T_w = \frac{1.41 - 4.00}{3.10} + \frac{5.9 \times 3.10}{2} = 8.30 \text{ KN} \\ T_e = \frac{1.41 - 4.00}{3.10} - \frac{5.9 \times 3.10}{2} = -9.98 \text{ KN} \end{cases}$$

$$BC \begin{cases} T_w = \frac{4 - 4}{3.30} + \frac{5.9 \times 3.30}{2} = 9.73 \text{ KN} \\ T_e = \frac{4 - 4}{3.30} - \frac{5.9 \times 3.30}{2} = -9.73 \text{ KN} \end{cases}$$

$$CD \begin{cases} T_w = \frac{4 \cdot 1.32}{3} + \frac{5.9 \times 3}{2} = 9.74 \text{ KN} \\ T_e = \frac{4 \cdot 1.32}{3} - \frac{5.9 \times 3}{2} = -7.95 \text{ KN} \end{cases}$$

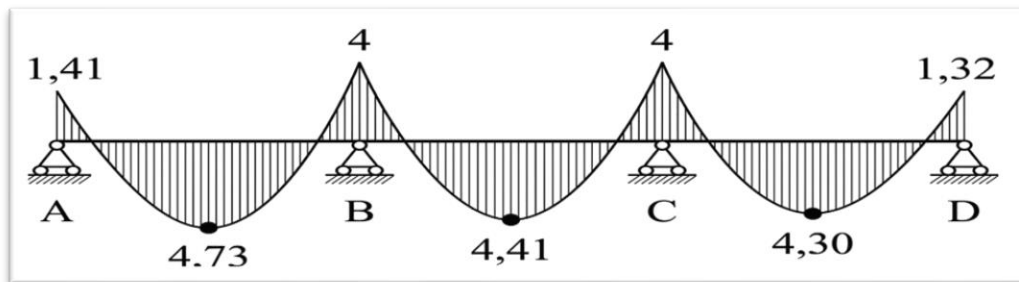


Figure IV.8: Diagramme des moments fléchissant M [KN.m].



Figure IV.9: Diagramme des efforts tranchants T [KN]

Tableau IV.4: Les sollicitations des poutrelles type 1 en (RDC ; EC) a ELU ; ELS

Type	Travée	L(m)	E.L.U M(KN.m) et T(KN)						E.L.S M(KN.m) et T(KN)			
			M ₀	M _w	M _e	M _t	T _w	T _e	M _e	M _w	M _e	M _t
1	A-B	3.10	7.08	1.41	4	4.73	8.30	-9.98	5.12	1.02	2.90	3.52
	B-C	3.30	8.01	4	4	4.41	9.73	-9.73	5.80	2.90	2.90	3.31
	C-D	3	6.63	4	1.32	4.30	9.74	-7.95	4.79	2.90	0.96	3.20
2	A-B	3.10	7.08	1.41	4.80	4.46	8.05	-10.23	5.12	1.02	3.48	3.23
	B-C	3.30	8.01	4.80	1.60	5.21	10.7	-8.76	5.80	3.48	1.60	3.77
3	A-B	3.30	8.01	0	0	8.03	9.73	-9.73	5.80	0	0	5.80

Tableau IV.5 : Les sollicitations des poutrelles type 1 en (terrasse) a ELU ; ELS

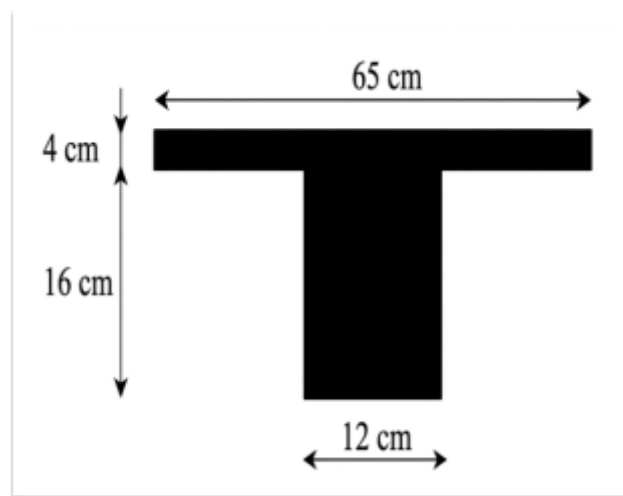
Plancher	Type	ELU				ELS		
		M _{a(rive)} (KN.m)	M _{a(inter)} (KN.m)	M _t (KN.m)	V _{max} (KN.m)	M _{a(rive)} (KN.m)	M _{a(inter)} (KN.m)	M _t (KN.m)
Terrasse	1	- 1.60	-6.81	4.9	12.44	- 1.17	-5.03	3.60
Terrasse	2	- 1.60	- 8.55	5.30	13.08	- 1.17	-6.24	3.86
Terrasse	3	0	0	9.06	10.98	0	0	6.16

Tableau IV.6 : Sollicitations maximales dans les différents types des poutrelles de la terrasse

Sollicitation les plus défavorables				
ELU	RDC; EC; Terrasse			
	M_t (KN.m)	$M_{a(rive)}$ (KN.m)	$M_{a(inter)}$ (KN.m)	V_{max} (KN.m)
Type 1	4.9	-1.60	- 6.81	12.44
Type 2	5.30	- 1.60	- 8.55	13.08
Type 3	9.06	0	0	10.98

Tableau IV.7 : Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles RDC ; EC ; Terrasse

Sollicitation les plus défavorables				
Niveau	ELU			
	M_t (KN.m)	$M_{a(rive)}$ (KN.m)	$M_{a(inter)}$ (KN.m)	V_{max} (KN.m)
RDC ; EC ; Terrasse	9.06	- 1.60	- 8.55	13.08

IV.2.3.1 Calcule de la section des armatures :**Figure IV.10 :** La section des poutrelles**1) Ferrailage en travée :****➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :**

$$M_t = b \cdot h_0 \cdot f_{bu} \left(d - \frac{h_0}{2} \right)$$

$$M_t = 650 \times 40 \times 14.17 \times \left(180 - \frac{40}{2} \right) \times 10^{-6} = 58.95 \text{ KN.m}$$

$$M_{t(max)} = 9.06 \text{ KN.m} < M_t = 58.95 \text{ KN.m} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

Donc on a :

L'axe neutre se trouve dans la table de compression, et la section en T est considérée comme une section rectangulaire de dimensions (b x ht).

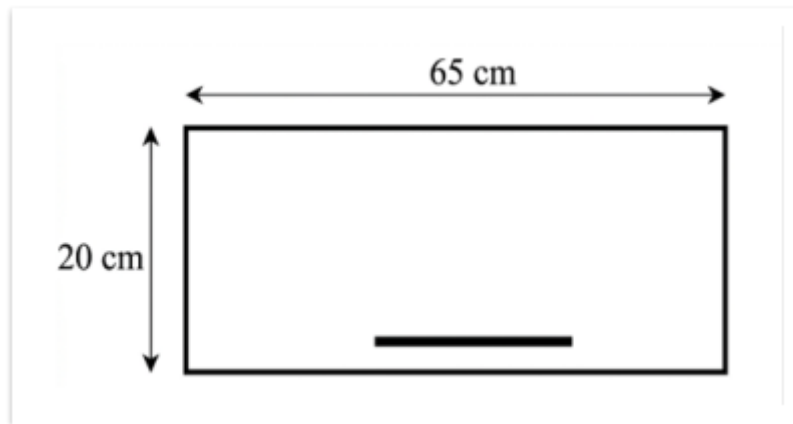


Figure IV.11 : Travée de poutrelle armée en section.

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{9.06 \times 10^6}{650 \times 180^2 \times 14.17} = 0.030$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées :

$$\mu = 0.030 < \mu_1 = 0.371$$

✚ Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.03}) = 0.038$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.038) = 0.178 \text{ m}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{9.06 \times 10^6}{177 \times 434.78} = 117.72 \text{ mm}^2 = 1.17 \text{ cm}^2$$

f) Condition de non fragilité : (BAEL 91/99 ; Art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \left[\left(\frac{b \times h}{1000} \right); 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \right] = \left[\left(\frac{65 \times 20}{1000} = 1.3 \text{ cm}^2 \right); 0.23 \times 65 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = 1.13 \text{ cm}^2 \right]$$

On a:

$$A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2 > A_s = 1.17 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V} \rightarrow \text{donc: } A_s = A_{\min} = 1.3 \text{ cm}^2$$

g) Choix des armatures :

On prend : 3T10 ; Soit : $A_{adp} = 2.36 \text{ cm}^2$

2) Ferrailage sur appuis :

➤ Vérification de l'étendue de la zone comprimée :

$$M_{a(\max)} = 8.55 \text{ KN.m} < M_t = 58.95 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Ainsi, l'axe neutre est placé dans la table de compression, la section en T étant considérée comme une section rectangulaire de dimensions ($b_0 \times h_t$).

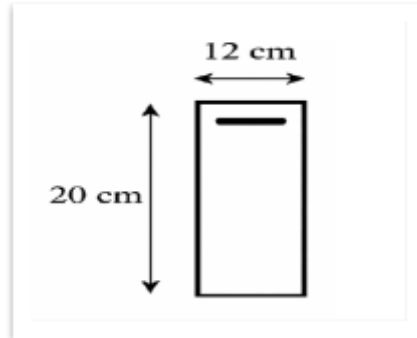


Figure IV.12 : Section de poutrelle a ferrailé en appui

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{8.55 \times 10^6}{120 \times 180^2 \times 14.17} = 0.155$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés :

$$\mu = 0.155 < \mu_l = 0.371$$

✚ Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.155}) = 0.21$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.18(1 - 0.4 \times 0.21) = 0.165 \text{ m}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{8.55 \times 10^6}{165 \times 434.78} = 119.18 \text{ mm}^2 = 1.19 \text{ cm}^2$$

f) Condition de non fragilité : (BAEL 91/99 ; Art A.4.2.1)

$$A_{\min} \geq \left[\left(\frac{b \times h}{1000} \right); 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c} \right] = \left[\left(\frac{12 \times 20}{1000} = 0.24 \text{ cm}^2 \right); 0.23 \times 12 \times 18 \times \frac{2.1}{500} = 0.20 \text{ cm}^2 \right]$$

On a :

$$A_{\min} = 0.24 \text{ cm}^2 < A_s = 1.19 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

g) Choix des armatures :

On prend : 2T10 ; Soit : $A_{adp} = 1.57 \text{ cm}^2$

3) Section des armatures transversales : (BAEL 91/99 ; Art A.5.1,23)

On a :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{tj})}{0.9 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)}$$

$$A_t \geq \frac{\gamma_s \cdot (\tau_u - 0.3 \cdot K \cdot f_{tj})}{0.9 \cdot f_e \cdot (\cos \alpha + \sin \alpha)} \cdot b_0 \cdot S_t$$

Avec :

$K = 1$ (fissuration peu préjudiciable)

$\alpha = 1$; $f_e = 235$ MPa ; $\gamma_s = 1.15$

$$\tau_u = \frac{13.08 \times 10^3}{120 \times 180} = \mathbf{0.60 \text{ MPa}}$$

$$A_t \geq \frac{1.15 \times (0.60 - 0.3 \times 1 \times 2.1)}{0.9 \times 235 \times 1} \times 12 \times 15$$

$$A_t = 0.00 \text{ cm}^2$$

a) Pourcentage minimal des armatures transversales : (BAEL 91/99 ; Art A.5.1,22)

La formule suivante donne le pourcentage minimal des armatures transversales :

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{\tau_u}{2} ; 0.4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left\{ \frac{0.6}{2} = 0.3 ; 0.4 \text{ MPa} \right\} = \mathbf{0.4 \text{ MPa}}$$

$$A_t \geq \frac{0.4 \times b_0 \cdot S_t}{f_e} = \frac{0.4 \times 12 \times 15}{235} = \mathbf{0.31 \text{ cm}^2}$$

Donc :

On prend : **2T8** ; Soit : $A_t = \mathbf{1.07 \text{ cm}^2}$

b) Espacement : (BAEL 91/99 ; Art A.5.1,22)

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

$$S_t \leq \min (16.2 \text{ cm} ; 40 \text{ cm}) = \mathbf{16.20 \text{ cm}} ; \text{ on prend : } S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}.$$

IV.2.3.2 Vérifications :

- **Vérification à L'E. L.U :**

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91/99 ; Art A-5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u''$$

$$\tau_u = \frac{13.08 \times 10^3}{120 \times 180} = \mathbf{0.60 \text{ MPa}} \leq \tau_u = \mathbf{2.50 \text{ MPa}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Ainsi, il n'existe aucun danger de cisaillement.

b) Vérification de la bielle comprimée :(BAEL 91/99 ; Art A-5.1.311)

Vérification de la profondeur minimale d'appui :

On a : $a \leq (a = b - c - 2\text{cm} ; 0.9d)$

Avec :

a : La longueur d'appuis de la biellette.

On a:

$$\bar{\sigma}_b = \frac{\sqrt{2} \cdot V_u}{\frac{a \cdot b_0}{\sqrt{2}}} = \frac{2 \cdot V_u}{a \cdot b_0}$$

Il faut s'assurer que :

$$\bar{\sigma}_b \leq 0.85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

Donc :

$$\frac{2 \cdot V_u}{a \cdot b_0} \leq 0.85 \frac{f_{cj}}{\gamma_b}$$

$$a = \frac{2 \gamma_b \cdot V_u}{0.85 \cdot f_{cj} \cdot b_0} = \frac{2 \times 1.50 \times 13.08}{0.85 \times 25 \times 12 \times 10^{-1}} = \mathbf{1.53 \text{ cm}}$$

$$a = \mathbf{1.53 \text{ cm}} < 0.9.d = \mathbf{16.2 \text{ cm}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

c) Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis : (BAEL 91/99 ; Art A-5.1.313)

$$V_u \leq 0.267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{cj}$$

Avec :

$$a = l_a - 2 \text{ cm} = 18 - 2 = \mathbf{16 \text{ cm}}$$

$$V_u = \mathbf{13.08 \text{ KN}} < 0.267 \times 12 \times 16 \times 25 \times 10^{-1} = \mathbf{128.16 \text{ KN}} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

d) Vérification de la section d'armature minimale :

1) Appui de rive :

$$A_s \geq \frac{\gamma_b \cdot V_u}{f_e}$$

$$A_s = \mathbf{1.57 \text{ cm}^2} > \frac{13.08}{434.78 \times 10^{-1}} = \mathbf{0.30 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

2) Appui intermédiaire :

$$A_s \geq \frac{V_u + \left(\frac{M_u}{0.9.d} \right)}{\sigma_e}$$

$$A_s = 1.57 \text{ cm}^2 > \frac{13.08 + \left(\frac{-8.55 \times 10^2}{16.2} \right)}{434.78 \times 10^{-1}} = -0.91 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

e) Vérification de la contrainte d'adhérence limite :(BAEL 91/99 ; Art A-6.1.3)

Il faut s'assurer que :

$$\tau_s \leq \tau_{se} "$$

$$\tau_s = \frac{V_u}{0.09.d.\sum \mu}$$

$$\tau_{se} " = \Psi . f_{tj}$$

Avec : $\sum \mu$: Il s'agit de la somme des périmètres utiles des barres.

$$\tau_s = \frac{13.08 \times 10^3}{0.9 \times 180 \times (3 \times 2 \times 3.14 \times 10)} = 0.42 \text{ MPa} < \tau_{se} " = 1.5 \times 2.1 = 3.15 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée

a. Vérification de la liaison de la table de compression à la nervure :

Il faut s'assurer que :

$$\tau_u = \frac{V_u \cdot b_1}{0.09.d.b.h_0} \leq \tau_u "$$

$$\tau_u = \frac{13.08 \times 10^3 \times 265}{0.9 \times 180 \times 650 \times 40} = 0.82 \text{ MPa} < \tau_u " = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Vérification à L'E. L. S :**

- **Au niveau des travées :**

Si la fissuration est classée comme peu préjudiciable, la réglementation n'impose pas le contrôle de la contrainte maximale des armatures tendues σ_{st}

a) Vérification des compressions dans le béton : (BAEL 91/99 ; Art A-6.1.3)

Lorsque la condition suivante est satisfaite, il n'est pas nécessaire de procéder à la vérification des contraintes de compression dans le béton, aussi bien en travée qu'au niveau des appuis.

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

α : Coefficient de la fibre neutre calculé précédemment.

$$\gamma = \frac{M_u}{M_{ser}}$$

Tableau IV.8 : Vérification des compressions

/	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\left(\frac{\gamma-1}{2}\right) + \frac{f_{c28}}{100}$	Condition
Appui	8.55	6.24	1.37	0.21	0.435	Vérifiée
Travée	9.06	6.16	1.47	0.038	0.485	Vérifiée

Donc : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ Les armatures calculées à L'ELU seront maintenues.

b) Vérification de flèche des poutrelles type 1 :

D'après la méthode du BAEL 91, aucune vérification n'est requise si les conditions ci-dessous sont respectées :

$$\begin{cases} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} \\ \frac{A_s}{b_0.d} \leq \frac{4.2}{f_c} \end{cases}$$

$$\begin{cases} \frac{20}{330} = 0.06 < \frac{1}{16} = 0.0625 & \text{C.N.V} \\ \frac{20}{330} = 0.06 < \frac{6.16}{10 \times 6.16} = 0.10 & \text{C.N.V} \\ \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.011 > \frac{4.2}{500} = 0.0084 & \text{C.N.V} \end{cases}$$

Donc, nous devons examiner la flèche.

La vérification de la flèche est fournie par le CBA 93 (B.6.5.3) et le BAEL 91 Révisée 99 (B.6.5.2) :

$$\Delta f_T = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \begin{cases} f_T = \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \\ f_T = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{500} & \text{si } L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

Avec :

- Δf_T : La flèche totale.
- f_{gv} ; f_{gi} : Les flèches instantanées et différées sont évaluées en tenant compte de l'ensemble des charges permanentes appliquées à l'élément.
- f_{ji} : La flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.
- f_{pi} : la flèche instantanée est effectuée en tenant compte uniquement des charges permanentes existantes lors de la mise en œuvre des cloisons.

c) Evaluations des flèches :

f_v : La flèche due aux charges différées, elle est calculée par la formule suivante :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{sv}}$$

f_i : La flèche due aux charges instantanées, elle est calculée par la formule suivante :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{sv}}$$

I_{sv} : Moment d'inertie fictif pour la déformation différée, elle est calculée par la formule suivante :

$$I_{sv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

I_{si} : Moment d'inertie fictif pour la déformation instantanée, elle est calculée par la formule suivante :

$$I_{si} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_i \cdot \mu}$$

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{C28}} = \mathbf{32164.20 \text{ MPa}} \text{ (Module d'élasticité instantanée)}$$

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{C28}} = \mathbf{10818.87 \text{ MPa}} \text{ (Module d'élasticité différée)}$$

➤ Aire de section homogène :

$$B_0 = \sum B_i$$

$$\Rightarrow B_0 = b_0 \cdot h + 2b_1 \cdot h_0 + \eta \cdot A_s$$

$$\Rightarrow B_0 = 12 \times 20 + 2 \times 26.5 \times 4 + 15 \times 2.36 = \mathbf{487.40 \text{ cm}^2}$$

➤ Moment statique:

$$S = \sum B_i \cdot d_i$$

$$\Rightarrow S = b_0 \cdot h \cdot (h/2) + 2b_1 \cdot h_0 \cdot (h_0/2) + \eta \cdot A_s \cdot d$$

$$\Rightarrow S = 12 \times 20 \times 10 + 2 \times 26.5 \times 4 \times 2 + 15 \times 2.36 \times 18 = \mathbf{3461.20 \text{ cm}^3}$$

➤ Fibre supérieure « V₁ » et la fibre inférieure « V₂ » :

$$V_1 = \frac{S}{B_0}$$

$$V_1 = \frac{3461.20}{487.40} = \mathbf{7.10 \text{ cm}}$$

$$\Rightarrow V_2 = h - V_1$$

$$\Rightarrow V_2 = 20 - 7.10 = \mathbf{12.90 \text{ cm}}$$

➤ Charges prises en comptes :

- Charge avant mise de revêtement : $j = 2.80 \times 0.65 = 1.82 \text{ KN/m}^2$.
- Charge après mise de revêtement : $G = 6.48 \times 0.65 = 4.21 \text{ KN/m}^2$.
- Charge totale à l'E.L. S : $P = (G + Q)$; $P = (6.48 + 1) \times 0.65 = 4.86 \text{ KN/m}^2$.

➤ Calcul des moments correspondants

- $M_J = 0.85 \times J \times L^2 / 8 = [0.85 \times 1.82 \times (3.30)^2] / 8 = 2.1 \text{ KN.m}$
- $M_G = 0.85 \times G \times L^2 / 8 = [0.85 \times 4.21 \times (3.30)^2] / 8 = 4.87 \text{ KN.m}$
- $M_P = 0.85 \times P \times L^2 / 8 = [0.85 \times 4.86 \times (3.30)^2] / 8 = 5.62 \text{ KN.m}$

➤ Calcul des coefficients

$$f = \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{2.36}{12 \times 18} = 0.0109$$

$$\lambda_i = \frac{0.05 \cdot f_{t28}}{\left(2 + \frac{3b_0}{b}\right) \cdot f} = \frac{0.05 \times 2.1}{\left(2 + \frac{3 \times 12}{65}\right) \times 0.0109} = 3.77$$

$$\lambda_V = \left(\frac{2}{5}\right) \cdot \lambda_i = 1.508$$

➤ Calcul des coefficients (μ_i) :

$$\mu_i = 1 - \frac{1.75 \cdot f_{t28}}{(4 \cdot F \cdot \sigma_{si}) + f_{t28}} ; \sigma_s = \frac{M_s}{A_s \cdot Z} ; Z = d - \frac{Y}{3}$$

$$\mu_j = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{\left(4 \times 0.0109 \times \frac{2.1 \times 10^6}{236 \times (180 - 129/3)}\right) + 2.1} \right) = 0.255$$

$$\mu_G = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{\left(4 \times 0.0109 \times \frac{4.87 \times 10^6}{236 \times (180 - 129/3)}\right) + 2.1} \right) = 0.576$$

$$\mu_P = 1 - \left(\frac{1.75 \times 2.1}{\left(4 \times 0.0109 \times \frac{5.62 \times 10^6}{236 \times (180 - 129/3)}\right) + 2.1} \right) = 0.620$$

➤ Détermination du moment d'inertie:

$$I_0 = \sum I_i + \sum B_i \cdot d_i$$

$$I_0 = \frac{b_0 \cdot h^3}{12} + 2 \cdot \frac{b_0 \cdot h^3}{12} + 15 \times [A_s (d - V_2)^2] + b_0 \cdot h \cdot (h/2)^2 + 2b_1 \cdot h_0 \cdot (h_0/2)^2 + \eta \cdot A_s \cdot d^2$$

$$\Rightarrow I_0 = 45524.2 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des moments d'inertie fictif pour la déformation différée :

(BAEL 91/99; Art A-4.3.3)

$$I_{sv} = \frac{1.1 \cdot I_0}{1 + \lambda_v \cdot \mu}$$

$$I_{sv} = \frac{1.1 \times 45524.2}{1 + 1.508 \times 0.576} = 26798.89 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul de moment d'inertie fictif pour la déformation instantanée :

$$I_{sji} = \frac{1.1 \times 45524.2}{1 + 3.77 \times 0.255} = 25531.71 \text{ cm}^4$$

$$I_{sgi} = \frac{1.1 \times 45524.2}{1 + 3.77 \times 0.576} = 15789.47 \text{ cm}^4$$

$$I_{spi} = \frac{1.1 \times 45524.2}{1 + 3.77 \times 0.620} = 15004.68 \text{ cm}^4$$

➤ Calcul des valeurs de la flèche correspondante : (BAEL 91/99 ; Art A-6.2.1)

• Flèche due aux charges différées :

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{sv}}$$

$$f_{gv} = \frac{4.87 \times 10^6 \times (3300)^2}{10 \times 10818.87 \times 26798.89 \times 10^4} = 1.83 \text{ mm}$$

• Flèche due aux charges instantanées :

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{sv}}$$

$$f_{ji} = \frac{2.1 \times 10^6 \times (3300)^2}{10 \times 32164.20 \times 25531.71 \times 10^4} = 0.28 \text{ mm}$$

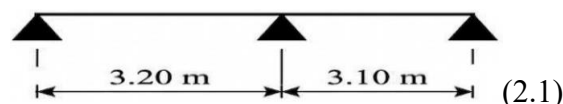
$$f_{gi} = \frac{4.87 \times 10^6 \times (3300)^2}{10 \times 32164.20 \times 15789.47 \times 10^4} = 1.04 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = \frac{5.62 \times 10^6 \times (3300)^2}{10 \times 32164.20 \times 15004.68 \times 10^4} = 1.27 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = 1.83 - 0.28 + 1.27 - 1.04 = 1.78 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{3300}{500} = 6.6 \text{ mm}$$

IV.2.4 Calcul des poutrelles type 2 :

IV.2.4.1 Représentation de schéma statique des poutrelles type 2 :



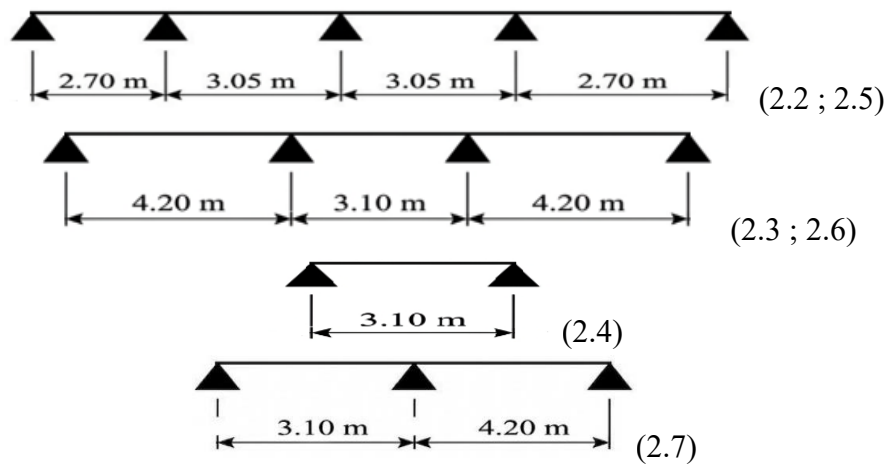


Figure IV.13 : Schéma statique des poutrelles type 2

IV.2.4.2 Calcul des sollicitations :

Pour les poutrelles de type 2, les charges prises en compte restent les mêmes que celles figurant dans le tableau IV.2.

Tableau IV.9 : Les sollicitations des poutrelles type 2 en (RDC ; EC ; T) a ELU ; ELS

Plancher	ELU					ELS		
	Type	$M_{a(rive)}$ (KN.m)	$M_{a(inter)}$ (KN.m)	M_t (KN.m)	V_{max} (KN.m)	$M_{a(rive)}$ (KN.m)	$M_{a(inter)}$ (KN.m)	$M_t(K$ N.m)
RDC	2.1	- 1.51	-7.32	4.33	11.73	- 1.09	-5.29	3.13
RDC EC	2.2	- 1.08	- 5.01	3.16	9.28	- 0.78	- 3.62	2.28
RDC EC	2.3	- 2.60	- 8.66	9.04	14.45	- 1.88	- 6.25	6.53
EC	2.4	0	0	7.09	9.15	0	0	5.12
Terrasse	2.5	- 1.21	- 5.65	3.57	11.08	- 0.89	- 4.12	2.60
Terrasse	2.6	- 2.94	- 9.77	10.20	16.32	- 2.14	-7.13	7.45
Terrasse	2.7	- 1.60	- 11.84	9.36	14.14	- 1.17	- 8.64	6.83

Tableau IV.10 : Sollicitation optée pour le ferrailage des poutrelles RDC ; EC ; Terrasse

Sollicitation les plus défavorables				
Niveau	ELU			
	M_t (KN.m)	$M_{a(rive)}$ (KN.m)	$M_{a(inter)}$ (KN.m)	V_{max} (KN.m)
RDC ; EC ; Terrasse	10.20	- 2.94	- 11.84	16.32

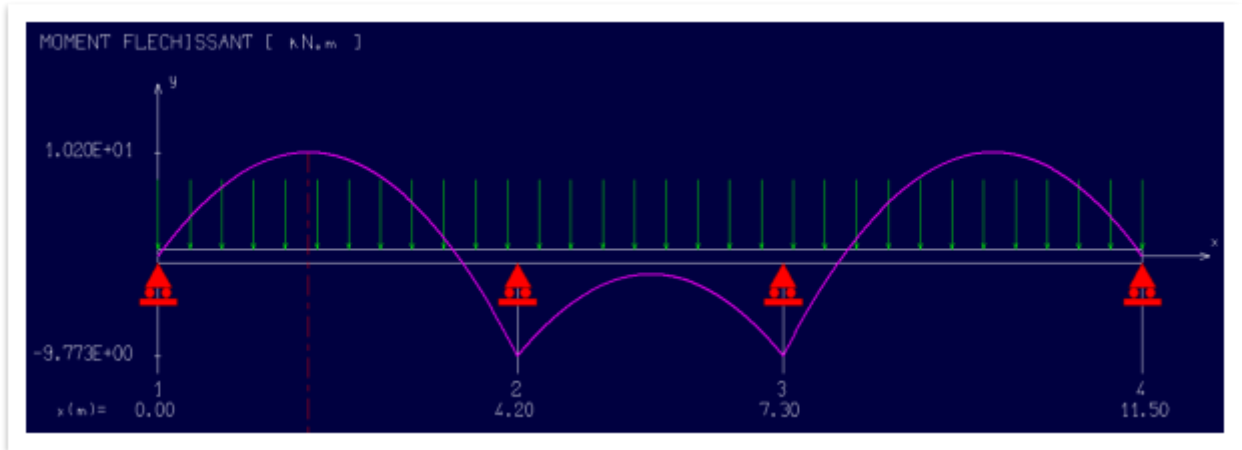


Figure IV.14 : Diagrammes du moment fléchissant du poutrelle type 2 (terrasse).

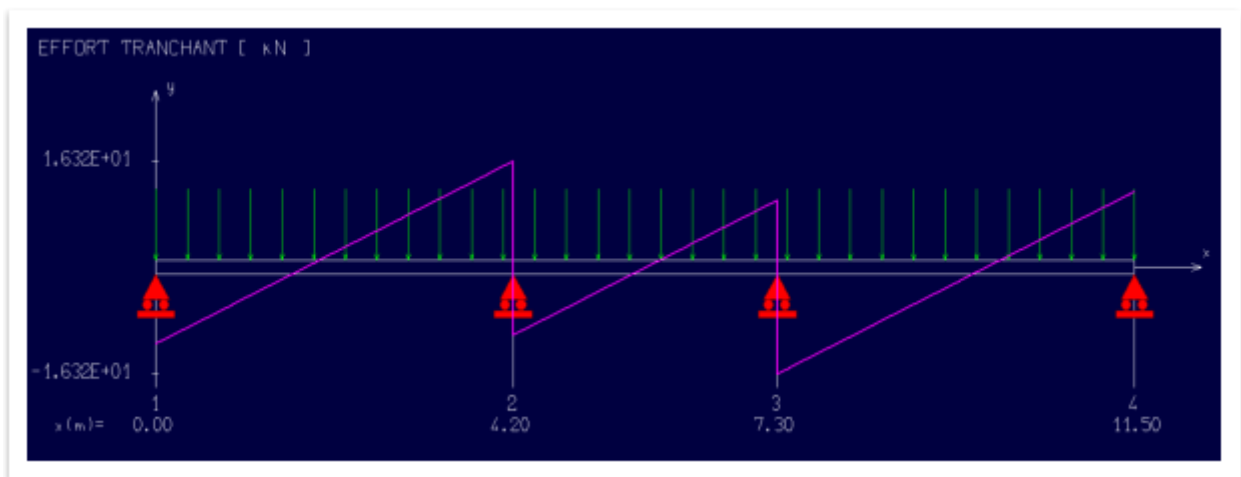


Figure IV.15 : Diagrammes de l'effort tranchant du poutrelle type 2 (terrasse).

IV.2.4.3 Calcul de la section des armatures :

Le dimensionnement des armatures des poutrelles de type 2 est conduit en suivant les mêmes étapes méthodologiques que celles décrites ci-dessus.

Tableau IV.11 : Tableau récapitulatif du calcul des armatures des poutrelles type2 à l'ELU.

	$M_{\max}$ (KN.m)	μ	α	Z (m)	A_s (cm ²)	Choix	A_{adp} (cm ²)
Travée	10.20	0.034	0.043	0.177	1.33	3T10	2.36
Appui	11.84	0.214	0.304	0.158	1.72	2T12	2.26

Avec des armatures transversales de : **2T8/15cm**

IV.2.4.4 Vérifications :

- **Vérification à L'E.L. U :**

Tableau IV.12 : Vérification des poutrelles type 2 à ELU.

τ_u (MPa)	a (cm)	$0.267.b_0.a.f_{cj}$ (KN)	$\frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$	τ_s (MPa)	$\frac{V_{ult}.b_1}{0.9.d.b.b_0}$ (MPa)	Conditions
0.76	1.91	128.16	0.56	0.52	1.02	Vérifiée

- Vérification à L'E. L.S :

Tableau IV.13 : Vérifications des contraintes de compression des poutrelles type 2.

	M_u (KN.m)	M_{ser} (KN.m)	γ	α	$\left(\frac{y-1}{2} + \frac{f_{cj}}{100}\right)$	Condition
Appuis	11.84	8.64	1.37	0.043	0.435	Vérifiée
Travée	10.20	7.45	1.37	0.304	0.435	Vérifiée

- La fissuration étant classée comme peu préjudiciable, aucune vérification des armatures n'est requise.

➤ Vérification de flèche des poutrelles type2 :

Tableau IV.14 : Vérification de flèche des poutrelles type 2.

f_{gv} (mm)	f_{ji} (mm)	f_{gi} (mm)	f_{pi} (mm)	Δf_T (mm)	f_{adm} (mm)	Condition
4.82	0.73	2.76	3.34	4.67	8.4	Vérifiée

IV.2.5 Schéma de ferrailage des poutrelles :

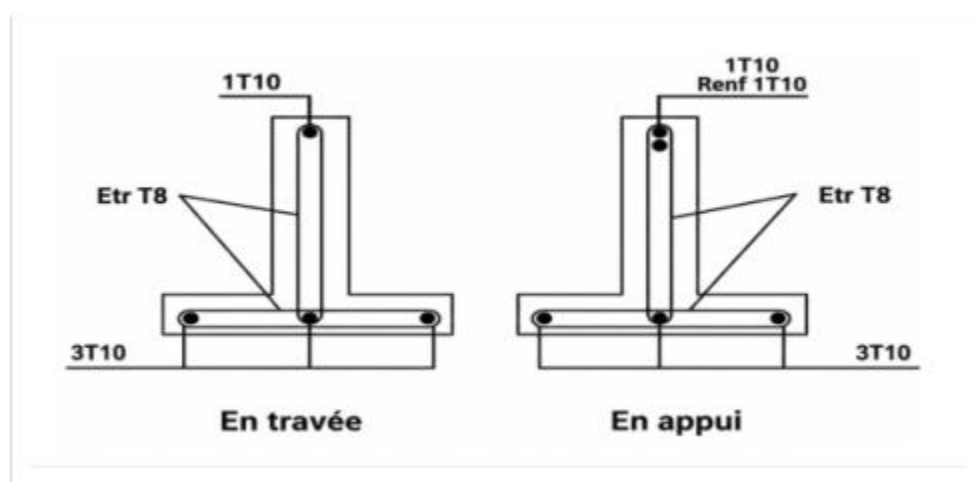


Figure IV.16 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 1

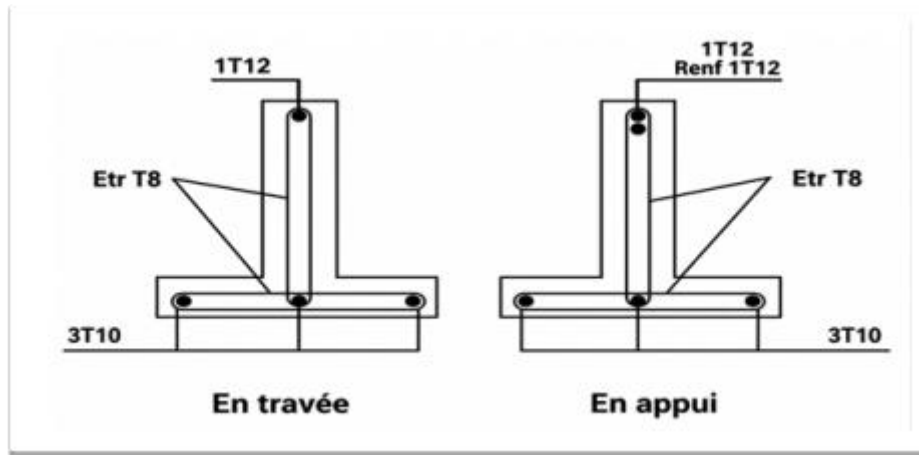


Figure IV.17 : Schéma de ferrailage des poutrelles type 2

IV.2.6 Calcul le ferrailage de la dalle de compression :

La dalle de compression est réalisée en béton coulé sur chantier avec une épaisseur de 4 cm. Elle est munie d'un grillage soudé TLE 520 dont les caractéristiques répondent aux prescriptions réglementaires. Les mailles ne peuvent pas dépasser les dimensions suivantes :

- 20 cm pour les armatures disposées perpendiculairement aux poutrelles ;
- 33 cm pour les armatures orientées parallèlement aux poutrelles.

➤ Barres d'armature disposées perpendiculairement aux poutrelles :

(BAEL 91/99 ; Art B6.8,423)

L'expression suivante fournit la section minimale des armatures qui sont perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\perp} \geq \begin{cases} \frac{200}{f_e} & \text{si } L \leq 80 \text{ cm} \\ \frac{4 \cdot L}{f_e} & \text{si } L > 80 \text{ cm} \end{cases}$$

Avec :

- L : L'entre-axes des poutrelles, il est égal à 65 cm.

$$A_{\perp} \geq \frac{4 \times 65}{520} = 0.5 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T6/ml ; Soit : $A_s = 1.70 \text{ cm}^2$

a) Barres d'armature disposées parallèlement aux poutrelles :

L'expression suivante fournit la section minimale des armatures qui sont perpendiculaires aux poutrelles :

$$A_{\parallel} \geq \frac{A_{\perp}}{2} \rightarrow A_{\parallel} \geq \frac{1.70}{2} = 0.85 \text{ cm}^2$$

On prend : 6T6/ml ; Soit : $A_s = 1.70 \text{ cm}^2$

b) Sélection d'armature :

On opte pour un treillis soudé TLE 520 (6x200x6x200).

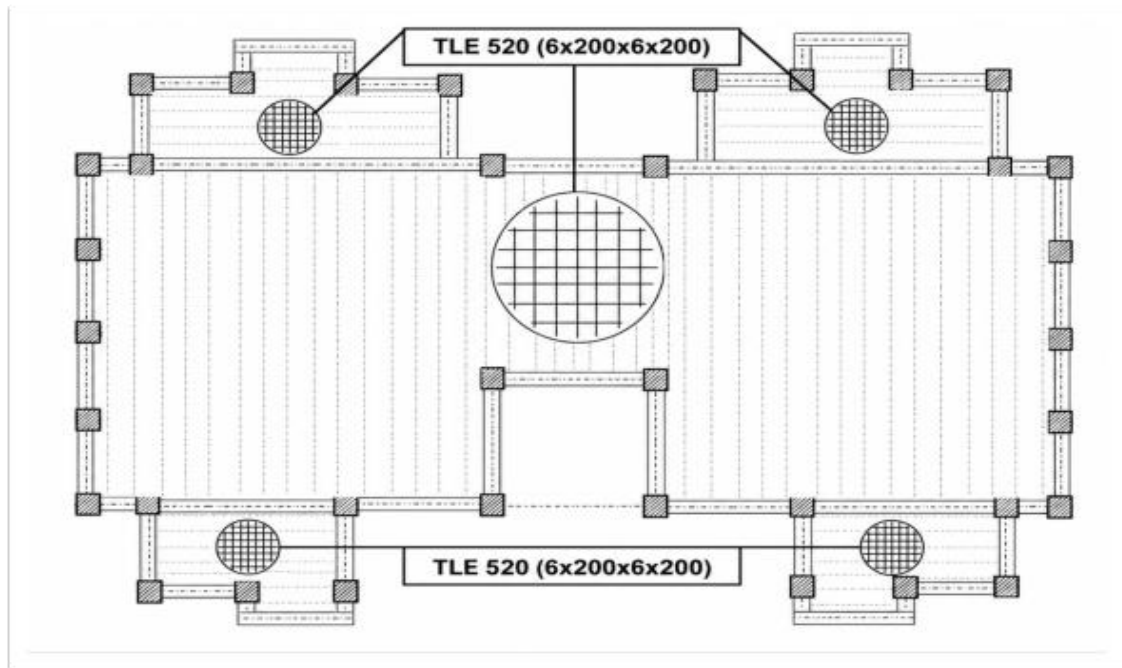


Figure IV.18: Schéma de ferraillage de la dalle de compression

IV.3 Escaliers :

Les escaliers sont des assemblages de marches successives qui permettent de passer d'un étage à l'autre dans un bâtiment et qui sont une issue de secours essentielle en cas d'incendie.

On représente les escaliers par une dalle inclinée simplement appuyée. L'estimation se fait par flexion simple à l'aide d'une bande unitaire de 1 mètre de largeur.

L'escalier se compose de deux éléments principaux : la paillasse (ou volée) et le palier. Chaque pièce subit des contraintes particulières dont il faut tenir compte lors de la définition de la structure.

Pour notre cas on a un escalier de type deux volées avec longueur de paillasse de 2.8 m et de palier 1.10 m

IV.3.1 Charges et surcharges :**1) Paillasse :**

- Son poids propre $G = 8.40 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

2) Palier :

- Son poids propre $G = 5.27 \text{ KN/m}^2$
- La charge d'exploitation $Q = 2.5 \text{ KN/m}^2$

IV.3.2 Combinaisons des charges :

➤ Calcul des charges a l'ELU et l'ELS :

• ELU :

1) Paillasse :

$$Q_{u1} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 8.40 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = \mathbf{15.09 \text{ KN/m}}$$

2) Palier :

$$Q_{u2} = (1.35G + 1.5Q) \times 1\text{m} = (1.35 \times 5.27 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = \mathbf{10.86 \text{ KN/m}}$$

• ELS :

1) Paillasse

$$Q_{s1} = (G + Q) \times 1\text{ m} = (8.40 + 2.5) \times 1 = \mathbf{10.90 \text{ KN/m}}$$

2) Palier

$$Q_{s2} = (G + Q) \times 1\text{ m} = (5.27 + 2.5) \times 1 = \mathbf{7.77 \text{ KN/m}}$$

Tableau IV.15 : Combinaisons des charges l'escalier

Combinaison	ELU	ELS
Paillasse (KN/m)	15.09	10.90
Palier (KN/m)	10.86	7.77

On assimile l'escalier à une dalle travaillant en flexion simple, modélisée comme une poutre soumise à une charge uniformément répartie. L'évaluation des sollicitations tient compte des conditions d'appui de la volée. Dans cette étude, la détermination des efforts internes est effectuée par la méthode analytique, basée sur les principes classiques de la Résistance des Matériaux (RDM).

IV.3.3 Calcul des sollicitations :

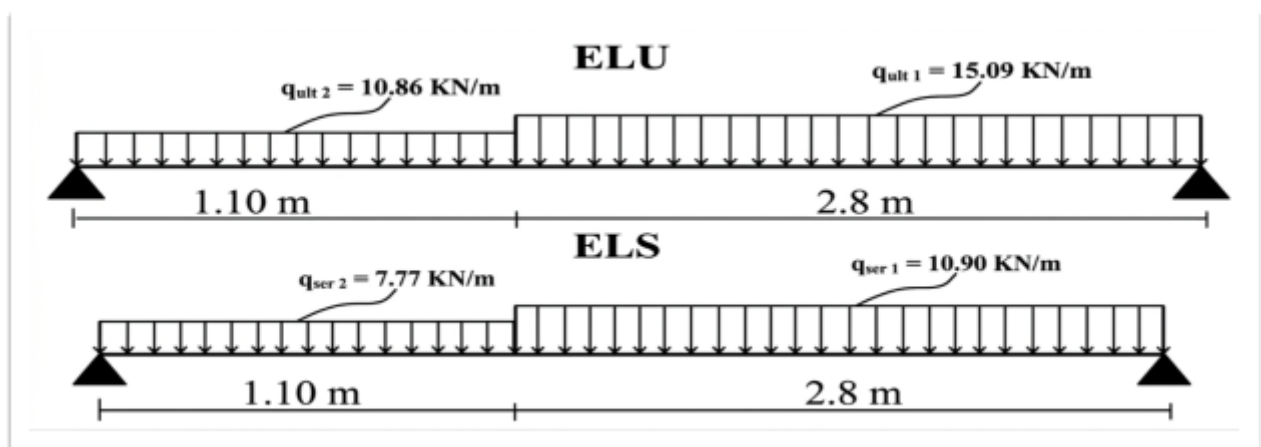


Figure IV.19 : Diagramme des charges réparties a (ELU ; ELS)

IV.3.3.1 Calcul des réactions :

➤ E.L.U :

$$\sum F_{/y} = 0$$

$$\Rightarrow R_A + R_B = (10.86 \times 1.1) + (15.09 \times 2.8) = \mathbf{54.198 \text{ KN}}$$

$$\sum M_A = 0$$

$$\Rightarrow R_B (3.9) = (10.86 \times 1.1) \times \left(\frac{1.10}{2}\right) + (15.09 \times 2.8) \times \left(\frac{2.80}{2} + 1.10\right)$$

$$\Rightarrow R_B = \mathbf{28.77 \text{ KN}}$$

$$\Rightarrow R_A = 54.198 - 28.77 = \mathbf{25.43 \text{ KN}}$$

➤ E.L.S :

$$\Rightarrow R_B = \mathbf{20.77 \text{ KN}}$$

$$\Rightarrow R_A = \mathbf{18.30 \text{ KN}}$$

IV.3.3.2 Détermination d'équations d'effort tranchant et de moment fléchissant :

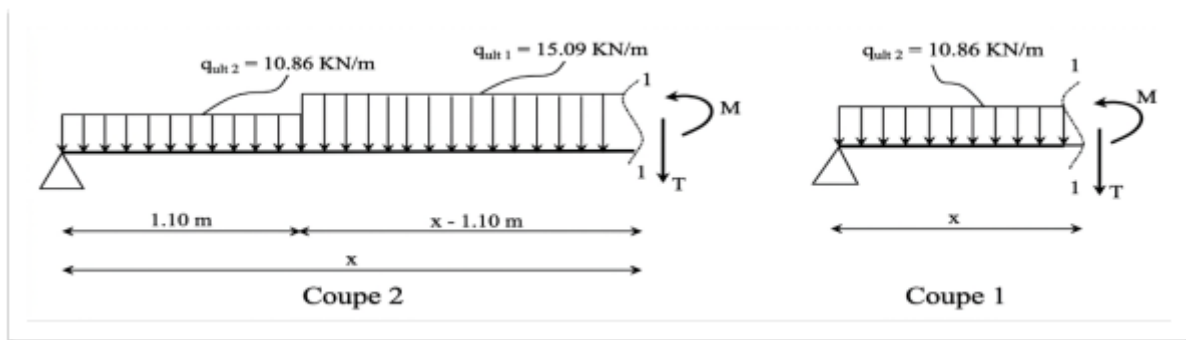


Figure IV.20 : Méthode des sections en ELU.

Il est clair que l'endroit où se situe le maximum du moment de flexion est là où la charge appliquée est la plus significative. Ainsi, le calcul se fera au niveau de la coupe 2.

$$\sum F_{/y} = 0$$

$$\Rightarrow V(x) = R_A - q_1 \cdot 1.10 - q_2 (x - 1.10)$$

$$\Rightarrow V(x) = 25.43 - 11.946 - 15.09 (x - 1.10)$$

$$\Rightarrow V(x) = 25.43 - 11.946 - 15.09 x + 16.60$$

$$\Rightarrow V(x) = -15.09 x + 30.083$$

Le point où l'effort de cisaillement devient nul, c'est-à-dire quand $V(x) = 0$, correspond à l'endroit où le moment fléchissant maximal causé par des charges distribuées est atteint.

Donc on calcule la valeur de x pour $V(x) = 0$:

$$x = \frac{30.083}{15.09} = \mathbf{1.99 \text{ m}}$$

$$M(x) = R_A \cdot x - (q_1 \cdot 1.10) (x - 0.55) - q_2(x - 1.10) \left(\frac{x - 1.10}{2} \right)$$

$$M(x) = -7.545 x^2 + 30.083 x - 6.57$$

$$M_{\max} = M(1.99)$$

$$M_{\max} = -7.545 x^2 + 30.083 x - 6.57$$

$$\Rightarrow M_{\max} = \mathbf{23.33 \text{ KN.m}}$$

$$\Rightarrow M_u = \mathbf{23.33 \text{ KN.m}}$$

Avec la même méthode, on calcule M_{ser}

$$\Rightarrow M_s = \mathbf{16.98 \text{ KN.m}}$$

IV.3.3.3 Diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant :

Les supports de l'escalier étant partiellement encastrés, il faut ajuster les moments fléchissant afin de rendre compte plus fidèlement du comportement réel de l'escalier. Cette rectification permet de rééquilibrer les efforts, en diminuant les moments dans les travées et en introduisant des moments négatifs aux appuis.

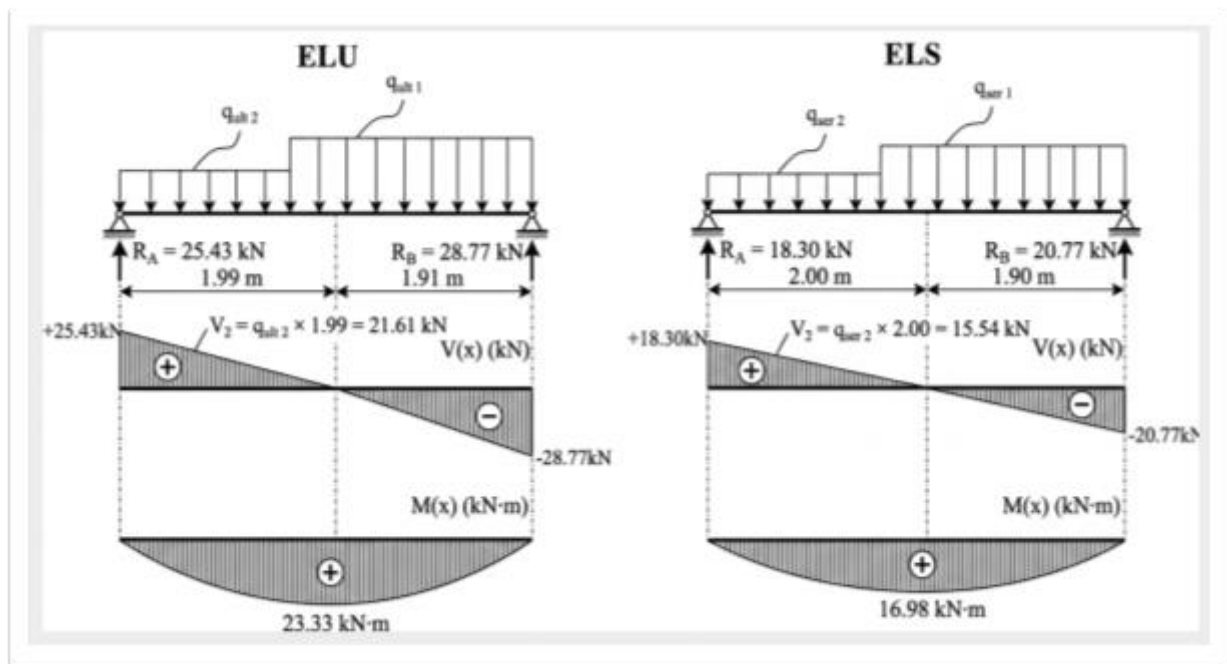


Figure IV.21 : Diagrammes de moment fléchissant et d'effort tranchant d'escalier.

- **En travée :**

$$M_{Tu} = 0.85 \cdot M_u = 0.85 \times 23.33 = \mathbf{19.83 \text{ KN.m}}$$

$$M_{Ts} = 0.85 \cdot M_s = 0.85 \times 16.98 = \mathbf{14.43 \text{ KN.m}}$$

- **En appui :**

$$M_{Au} = -0.3 \cdot M_u = -0.3 \times 23.33 = \mathbf{-7.00 \text{ KN.m}}$$

$$M_{As} = -0.3 \cdot M_s = -0.3 \times 16.98 = \mathbf{-5.09 \text{ KN.m}}$$

IV.3.4 Détermination de la section des armatures :

IV.3.4.1. Paillasse :

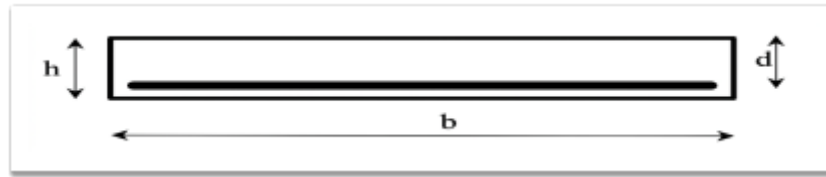


Figure IV.22 : Section d'acrotère à ferrailleur

➤ **Moment ultime :**

$M_{Tu} = 19.83 \text{ KN.m}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$.

a) **Calcul de moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M_{Tu}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{19.83 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 14.17} = 0.076$$

b) **Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' » :**

$$\mu = 0.076 < \mu_1 = 0.371$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) **Coefficient de la fibre neutre :**

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.076}) = 0.099$$

d) **Bras de levier du couple interne :**

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.135 \times (1 - 0.4 \times 0.099) = 0.130 \text{ m}$$

e) **Calcul de la section des armatures :**

$$A_s = \frac{M_{Tu}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{19.83 \times 10^6}{130 \times 434.78} = 350.84 \text{ mm}^2 = 3.50 \text{ cm}^2$$

f) **Condition de non fragilité : (BAEL 91/99 ; Art A-4.2.1)**

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{500} = 1.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.25 \text{ cm}^2 < A_s = 3.65 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

g) **Choix des armatures :**

On prend : **5T12/ml** ; Soit : $A_{adp} = 5.66 \text{ cm}^2$

h) **Espacement: (BAEL 91/99 Art A-8.2.42)**

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

On prend: **$S_t = 25 \text{ cm}$**

i) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.66}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T10/ml ; Soit : $A_r = 3.14 \text{ cm}^2$

l) Espacement: (BAEL 91/99; Art A-8.2.42)

$$S_t \leq \min(4e; 45 \text{ cm}) = 45 \text{ cm}$$

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

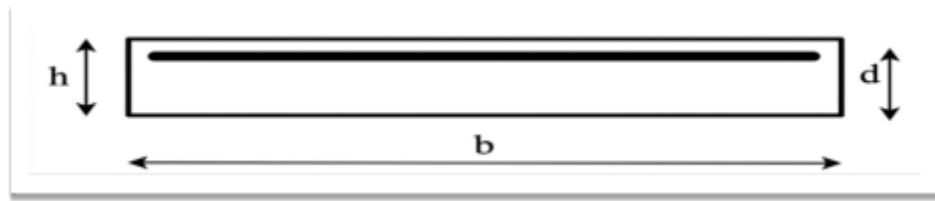
IV.3.4.2 Palier :

Figure IV.23 : Section de palier a ferrailé

➤ Moment ultime :

$$M_{Au} = 7 \text{ KN.m} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 13.5 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm}.$$

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_{Au}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{7 \times 10^6}{1000 \times 13.5^2 \times 14.17} = 0.027$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés « A' » :

$$\mu = 0.027 < \mu_l = 0.371$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.027}) = 0.034$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 13.5 \times (1 - 0.4 \times 0.034) = 0.133 \text{ m}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_{Au}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{7 \times 10^6}{133 \times 434.78} = 121.05 \text{ mm}^2 = 1.21 \text{ cm}^2$$

f) Condition de non fragilité : (BAEL 91/99 Art A-4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 13.5 \times \frac{2.1}{500} = 1.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 1.30 \text{ cm}^2 > A_s = 1.21 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc :

On prend la section réelle des armatures en flexion composée $A_s = A_{\min}$

g) Choix des armatures :

On prend : **5T12/ml** ; Soit : $A_{adp} = 5.66 \text{ cm}^2$

h) Espacement: (BAEL 91/99 Art A-8.2.42)

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

On prend: $S_t = 25 \text{ cm}$

i) Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5.66}{4} = 1.41 \text{ cm}^2$$

On prend : **4T10/ml** ; Soit : $A_r = 3.14 \text{ cm}^2$

j) Espacement: (BAEL 91/99 Art A-8.2.42)

$$S_t \leq \min(4e; 45\text{cm}) = 45 \text{ cm}$$

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

IV.3.4.3 Vérifications :

• **Vérification à L'E. L.U :**

a) Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL 91/99 ; Art A-5.1.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u''$$

$$\tau_u = \frac{28.77 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.213 \text{ MPa} \leq \tau_u'' = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Verification de la section des armatures au niveau d'appui :

$$A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$$

$$A_s = 5.66 \text{ cm}^2 \geq \frac{1.15 \times 25.43 \times 10}{500} = 0.585 \text{ cm}^2$$

• **Vérification à L'E. L.S :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$By^2 + 30(A_s + \dot{A}_s)y - 30(dA_s + d\dot{A}_s) = 0$$

$$By^2 + 30.y.A_s - 30.dA_s = 0$$

$$\rightarrow y = 4.01 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (4.01)^3}{3} + 15 \times 5.66 (13.5 - 4.01)^2 = 9795.47 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ts}}{I} y_1 = \frac{14.43 \times 10^3}{9795.47} \times 4.01 = 5.9 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 5.9 \text{ MPa} < \sigma_{bc}'' = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **Vérification de la flèche d'escalier :**

D'après la méthode du BAEL 91, aucune vérification n'est requise si les conditions ci-dessous sont respectées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{15}{390} = 0.038 < \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.N.V} \\ \frac{h}{L} = \frac{15}{390} = 0.038 < \frac{M_{tsr}}{10M_0} = \frac{14.43}{10 \times 23.33} = 0.061 \quad \text{C.N.V} \\ \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = \frac{5.66}{10 \times 13.5} = 0.041 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0084 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc, nous devons examiner la flèche.

La vérification de la flèche est fournie par le CBA 93 (B.6.5.3) et le BAEL 91 Révisée 99 (B.6.5.2) :

$$\Delta f_T = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \begin{cases} f_T = \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \\ f_T = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{500} & \text{si } L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

➤ **Calcul des valeurs de la flèche correspondante :**• **Flèche due aux charges différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_v \cdot I_{sv}}$$

$$f_{gv} = 5.70 \text{ mm}$$

• **Flèche due aux charges instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} \cdot L^2}{10 E_i \cdot I_{si}}$$

$$f_{ji} = 0.81 \text{ mm}$$

$$f_{gi} = 3.84 \text{ mm}$$

$$f_{pi} = 4.93 \text{ mm}$$

$$\Delta f_T = (5.70 - 0.81) + (4.93 - 3.84) = 5.98 \text{ mm} \leq f_{adm} = \frac{3900}{500} = 7.8 \text{ mm} \dots\dots\dots C.V$$

IV.3.5 Calcul de la poutre palière :

La poutre palière est prise encastrée dans les poteaux aux deux extrémités, elle est en section rectangulaire calculée aux efforts de flexion et de torsion.

Le moment d'appui des escaliers crée un moment de torsion qui atteint sa valeur maximale au droit des appuis.

IV.3.5.1 Pre-dimensionnement :

Le dimensionnement de la poutre palière repose sur l'application des formules empirique du CBA 93, tandis que sa validation structurale a été effectuée conformément aux exigences du RPA 2024.

➤ La hauteur h :

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

$$\frac{320}{15} = 21.33 \text{ cm} \leq h \leq \frac{320}{10} = 32 \text{ cm}$$

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

➤ La largeur b :

$$0.3 h \leq b \leq 0.7 h \rightarrow 10.5 \text{ cm} \leq b \leq 24.5 \text{ cm}$$

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

➤ **Vérification selon RPA 2024**

$$b = 30 \geq 25 \text{ cm}$$

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

$$\frac{25}{30} = 1.16 \leq 4$$

$$b = 30 \text{ cm} \leq 60 + b_c$$

IV.3.5.2 Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $G_{pp} = h \times b \times \gamma_b = 0.30 \times 0.35 \times 25 = 2.63 \text{ KN/m}^2$

- Poids propre du mur situé sur la poutre :

Un mur de 30 cm d'épaisseur et de 1.32 m d'hauteur ($H/2 - h = 3.24/2 - 0.3$).

$$G_{Mur} = G \times H = 2.62 \times 1.32 = 3.46 \text{ KN/m}$$

- Réaction des escaliers :
- à l'ELU $R_p = 25.43 \text{ KN/ml}$
- à l'ELS $R_p = 18.30 \text{ KN/ml}$

IV.3.5.3 Combinaison des Charge :

- ELU : $q_u = 1.35(G_{pp} + G_{Mur}) + R_p = 1.35 \times (2.63 + 3.46) + 25.43 = 33.65 \text{ KN/m}$
- ELS : $q_s = (G_{pp} + G_{Mur}) + R_p = (2.63 + 3.46) + 18.30 = 24.40 \text{ KN/m}$

IV.3.5.4 Calcul des sollicitations :

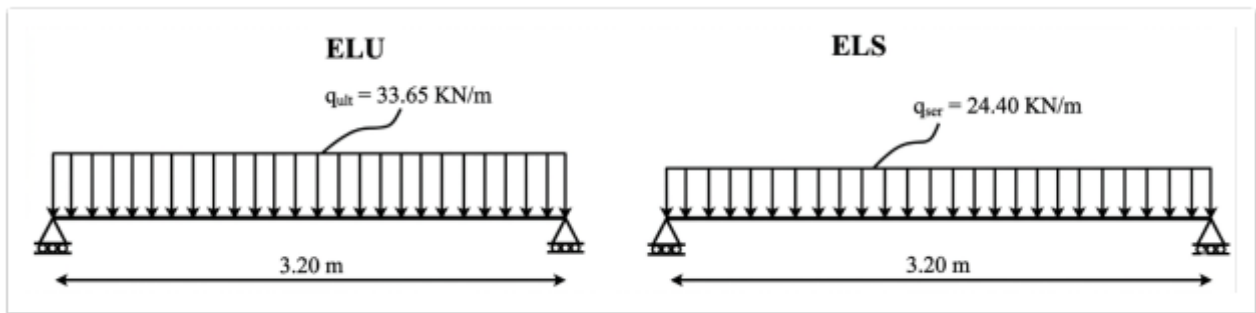


Figure IV.24 : Schéma statique de la poutre palière

a) Réactions d'appuis à ELU :

$$\sum F_{/y} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_u \cdot L}{2} = \frac{33.65 \times 3.20}{2} = 53.84 \text{ KN}$$

b) Moment fléchissant maximal à ELU :

$$M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{8} = \frac{33.65 \times 3.20^2}{8} = 43.07 \text{ KN.m}$$

c) Réactions d'appuis à ELS :

$$\sum F_{/y} = 0$$

$$R_A = R_B = \frac{q_s \cdot L}{2} = \frac{24.40 \times 3.20}{2} = 39.04 \text{ KN}$$

d) Le moment fléchissant maximal à ELS :

$$M_s = \frac{q_s \cdot L^2}{8} = \frac{24.40 \times 3.20^2}{8} = 31.23 \text{ KN.m}$$

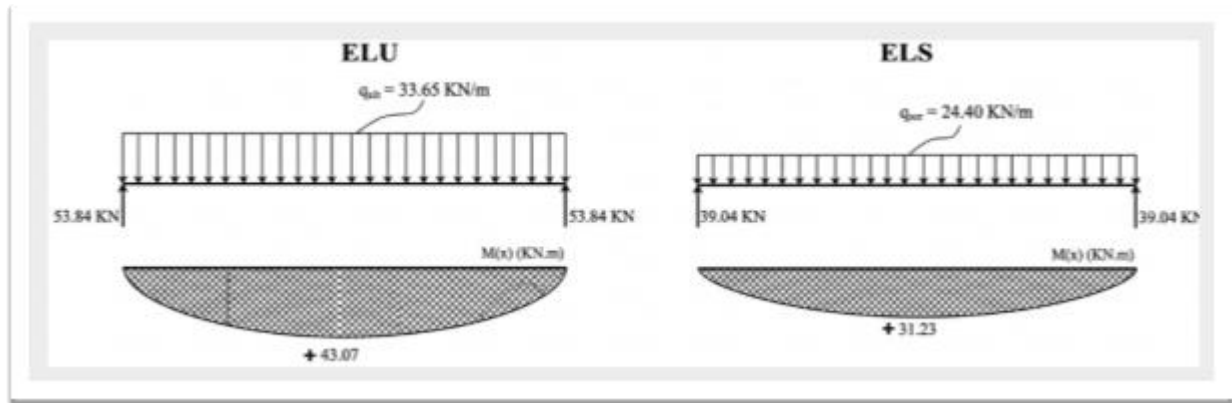


Figure IV.25 : Diagramme de moment fléchissant de la poutre palière.

e) Correction des moments :

• En travée :

$$M_{Tu} = 0.85 \cdot M_u = 0.85 \times 43.07 = \mathbf{36.61 \text{ KN.m}}$$

$$M_{Ts} = 0.85 \cdot M_s = 0.85 \times 31.23 = \mathbf{26.55 \text{ KN.m}}$$

• En appui :

$$M_{Au} = -0.3 M_u = -0.3 \times 43.07 = \mathbf{-12.92 \text{ KN.m}}$$

$$M_{As} = -0.3 M_s = -0.3 \times 31.23 = \mathbf{-9.37 \text{ KN.m}}$$

IV.3.5.5 Calcul de la section des armatures longitudinales :

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} ; Z = d (1 - 0.4\alpha) ; \alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) ; \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} ; A_{min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_c}$$

Si $\mu < \mu_{AB} = 0.186$ Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

Tableau IV.16 : Calcul des armatures de la poutre palière a ELU

	μ	α	Z (m)	$A_s(\text{cm}^2)$	$A_{min}(\text{cm}^2)$	Choix darmatures	$A_{adp}(\text{cm}^2)$
Travée	0.087	0.111	0.301	2.79	0.91	Fil3T12 +Renf 2T12	5.65
Appui	0.031	0.039	0.310	0.96	0.91	Fil3T12 +Renf 2T12	5.65

IV.3.5.6 Verifications :

• Vérification des exigences du RPA : (sous-Art 7.5.2.1)

Conformément aux dispositions du RPA 2024, la section totale des armatures longitudinales d'une poutre ne doit pas être inférieure à 0,5 % de sa section transversale.

$$A_{min} = 0.005 \times 30 \times 35 = \mathbf{5.25 \text{ cm}^2}$$

$$A_{total} = \mathbf{11.30 \text{ cm}^2} > A_{min} = \mathbf{5.25 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- **Vérification à L'E.L. U :**

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/99 Art. A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u'' = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{53.84 \times 10^3}{300 \times 350} = 0.512 \text{ MPa} \leq \tau_u'' = 3.33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

- **Vérification à L'E.L. S :**

➤ **Position de l'axe neutre :**

$$By^2 + 30(A_s + \dot{A}_s)y - 30(dA_s + d\dot{A}_s) = 0$$

$$By^2 + 30.y.A_s - 30.dA_s = 0$$

$$\rightarrow y = 14.05 \text{ cm}$$

➤ **Moment d'inertie :**

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta.A_s(d-y_1)^2$$

$$I = \frac{30 \times (14.05)^3}{3} + 15 \times 5.65 (31.5 - 14.05)^2 = 53541.64 \text{ cm}^4$$

➤ **Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ts}}{I} y_1 = \frac{26.55 \times 10^3}{53541.64} \times 14.05 = 6.97 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6.97 \text{ MPa} < \sigma_{bc}'' = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- Dans l'acier la fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire pour les armatures.

➤ **Vérification de flèche de la poutre palière :**

Selon le CBA 93 (B.6.5.1) aucune vérification est nécessaire à faire si les conditions suivantes sont vérifiées :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0.109 \geq \frac{1}{16} = 0.0625 \quad \text{C.V} \\ \frac{h}{L} = \frac{35}{320} = 0.109 \geq \frac{M_{tser}}{10M_0} = \frac{26.55}{10 \times 31.23} = 0.085 \quad \text{C.V} \\ \frac{A_s}{b_0.d} = \frac{5.65}{30 \times 31.5} = 0.0059 \leq \frac{4.2}{f_e} = 0.0084 \quad \text{C.V} \end{array} \right.$$

Donc La vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

IV.3.5.7 Détermination des armatures :**➤ Armatures transversales : (BAEL91/99 ; Art. A.7.1,3)**

La formule ci-dessous fournit le diamètre de l'armature transversale de la poutre palière :

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \Phi_l \right)$$

$$\Phi_t \leq \min \left(\frac{350}{35} = 10 \text{ mm} ; \frac{300}{10} = 30 \text{ mm} ; 10 \text{ mm} \right) = \mathbf{10 \text{ mm}}$$

Donc :

On prend : $\Phi_t = \mathbf{8 \text{ mm}}$

➤ Espacement : (BAEL91/99 Art. A.5.1,22)

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

$$S_t \leq \min (28.35 \text{ cm}; 40 \text{ cm}) = \mathbf{28.35 \text{ cm}}$$

D'après le **RPA 2024 : zone II**

a) Zone nodale :

$$S_t \leq \min (12.5 \text{ cm}; 10 \Phi_l = 10 \text{ cm}) = \mathbf{10 \text{ cm}}$$

Donc :

On prend : $S_t = \mathbf{10 \text{ cm}}$ dans la zone nodale.

b) Zone courante :

$$S_t \leq 15 \Phi_l = \mathbf{15 \text{ cm}}$$

On prend : $S_t = \mathbf{15 \text{ cm}}$ dans la zone courante.

IV.3.5.8 Vérification de la poutre palière à la torsion : CBA 93 (A.5.4)

La poutre palière est affectée par un phénomène de torsion causé par la courbure de l'escalier.

Les explications pour la torsion à exposer concernent le ELU.

$$M_{\text{Tor}} = M_{\text{Au}} (\text{Escalier}) = \mathbf{7 \text{ KN.m}}$$

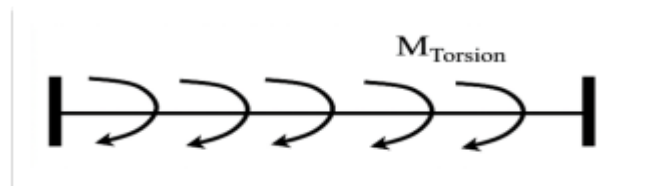


Figure IV.26 : Effet de torsion sur lapoutrepalière

➤ Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/99 Art. A.5.4,21)

On doit vérifier que :

$$\text{On a pour une section pleine : } \tau_t^2 + \tau_u^2 \leq \tau_u^2$$

a) Contrainte de cisaillement due à la torsion :

τ_{Torsion} : Contrainte de cisaillement due à la torsion, elle est donnée par la formule suivante :

$$\tau_{\text{Torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e}$$

Pour faciliter les calculs, on remplace la section réelle par une section creuse équivalente. On a pris pour épaisseur de paroi $D/6$, D étant le diamètre du plus grand cercle pouvant être inscrit dans le contour extérieur de la section.

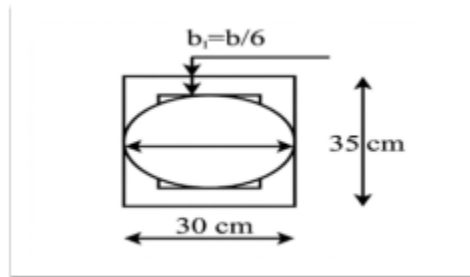


Figure IV.27 : La section creuse équivalente

Ω : L'aire du contour à mi-épaisseur, il est pris égale à :

$$\Omega = (h - e) \cdot (b - e) = 30 \times 25 = 750 \text{ cm}^2$$

D'après le B.A.E.L 91 modifier 99

$$\tau_{\text{Torsion}} = \frac{M_T}{2 \times \Omega \times e} = \frac{7 \times 10^6}{2 \times 75000 \times 50} = 0.93 \text{ MPa}$$

$$\tau_f^2 + \tau_t^2 = (0.93)^2 + (0.51)^2 = 1.12 \text{ MPa} < \tau_u^2 = (3.33)^2 = 11.09 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{C.V}$$

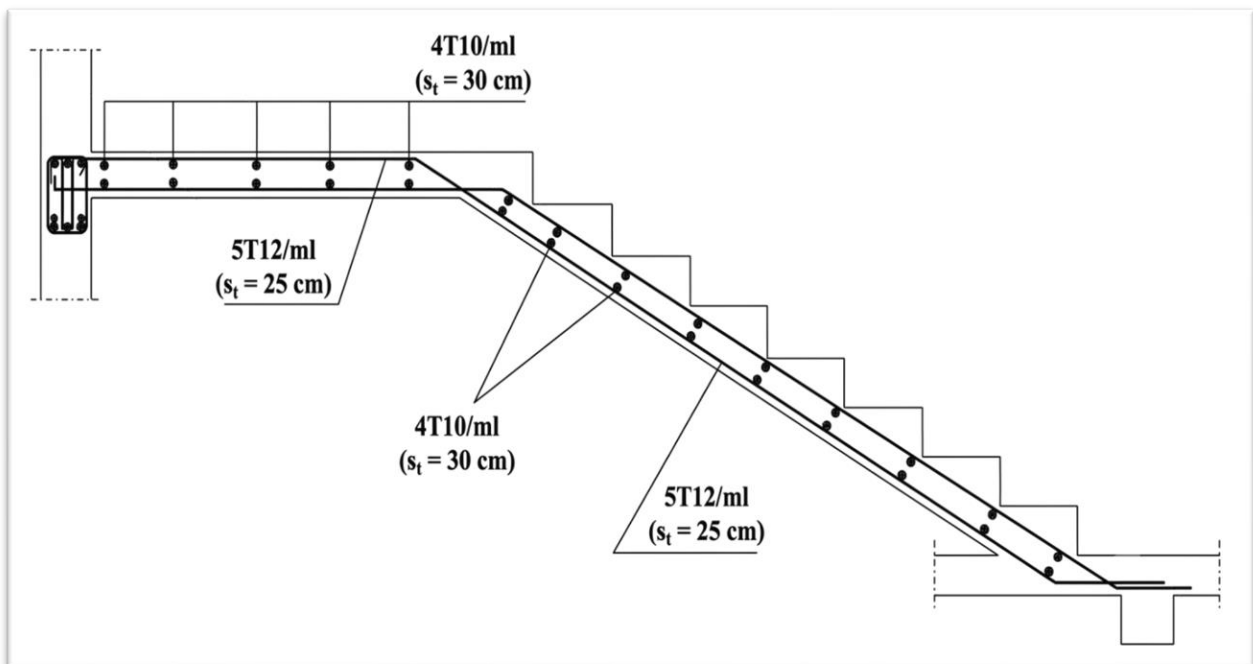
IV.3.6 Schéma de ferrailage :

Figure IV.28 : Schéma de ferrailage d'escalier.

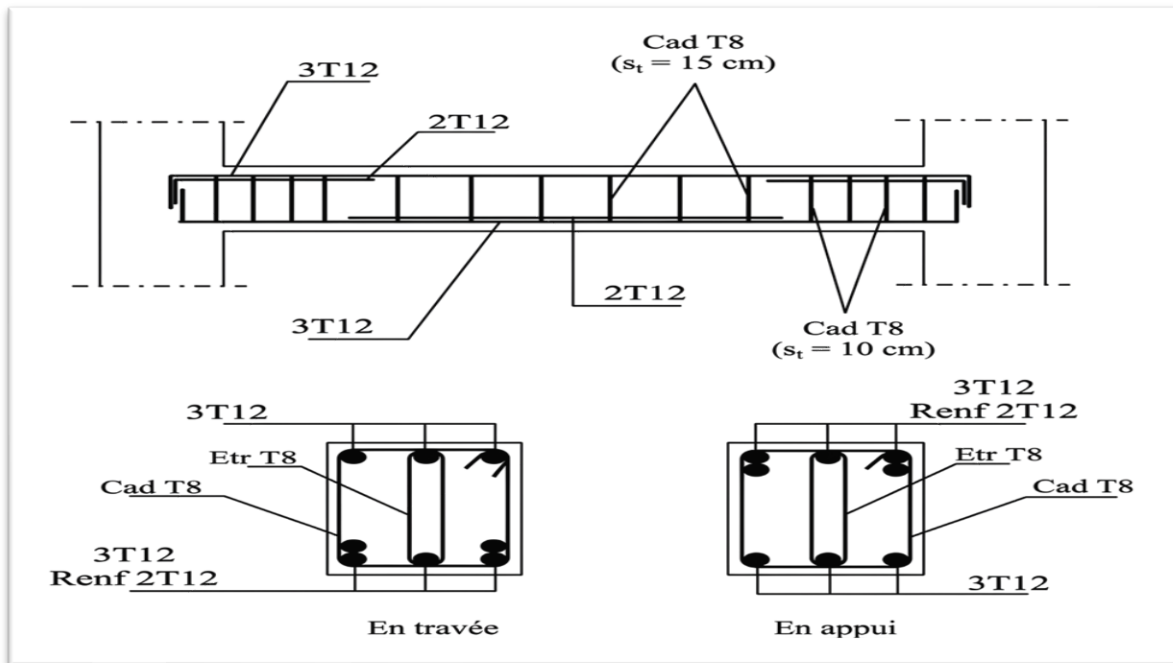


Figure IV.29 : Schéma de ferrailage de la poutre palière

IV.4 Acrotère :

L'acrotère se présente comme une console verticale qui fait corps avec la base de la poutre du plancher terrasse. Il a pour rôle d'assurer la sécurité des personnes circulant sur laterrasse et de préserver l'étanchéité. Sa forme inclinée lui permet également de servir de rempart contre l'assaut des eaux de pluie.

Il est construit en béton armé et supporte son propre poids (G) qui crée une contrainte normale verticale (NG), ainsi qu'une surcharge horizontale d'exploitation non pondérée provenant d'une rampe ($N_Q = Q = 1 \text{ kN/m}$). Un tremblement de terre qui provoque un moment de bascule.

IV.4.1 Hypothèse de calcul :

- L'acrotère est sollicité en flexion composée.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable.
- Le calcul se fera pour une bande de 1m.

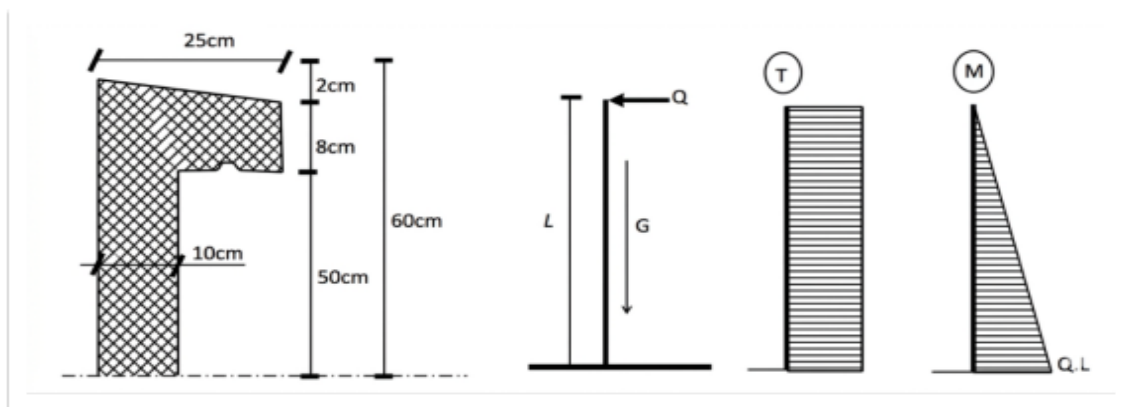


Figure IV.30 : Schéma statique d'acrotère

IV.4.2 Évaluation des charges et surcharges :**➤ Poids propre de l'acrotère :**

$$G = W_p = S_e \cdot \gamma_b = 0.073 \times 25 = \mathbf{1.83 \text{ KN}}$$

➤ Surcharge d'exploitation :

Une surcharge due à l'application d'une main courante $N_Q = Q = \mathbf{1 \text{ KN.m}}$

➤ Vérification du RPA : (Art. 6.2.3)

Selon le RPA, la force horizontale de calcul F_p appliquée sur les éléments non structuraux fixés à la structure doit respecter la condition ci-dessous :

$$F_p \leq 1.5 Q$$

$$F_p = (A.I.S) \cdot C_p \cdot \left(1 + \frac{3 \cdot h_z}{H}\right) \cdot W_p$$

$$F_p = (0.1 \times 1 \times 1.55) \times 0.8 \times \left(1 + \frac{3 \times 0.6}{19.44}\right) \times 1.83 = \mathbf{0.25 \text{ KN}}$$

Donc :

$$F_p = 0.25 \text{ KN} < 1.5Q = 1.5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Avec :

- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base.
- h_z : Hauteur, du niveau " k ", à partir de la base.
- W_p : Poids de l'élément considéré W_p .
- A : Coefficient d'accélération de zone $A = 0.10 \rightarrow$ Selon la zone sismique (cf. Tableau (3.2) RPA2024).
- I : Coefficient d'importance $I = 1 \rightarrow$ (cf. Tableau (3.10) RPA2024).
- S : Coefficient de site $S = 1.55 \rightarrow$ (cf. Tableaux (3.3) & (3.4) RPA2024).
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 ; $C_p = 0.8 \rightarrow$ (cf. Tableau (6.1) RPA2024).

IV.4.3 Calcul des sollicitations :**➤ E.L.U :**

- Effort normal de compression :

$$N_u = 1.35G = 1.35W_p = 1.35 \times 1.83 = \mathbf{2.47 \text{ KN.ml}}$$

- Moment de flexion :

$$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 1 \times 0.6 = \mathbf{0.9 \text{ KN.m}}$$

- Effort tranchant :

$$V_u = 1.5 \times V = 1.5 \times 1 = \mathbf{1.5 \text{ KN}}$$

➤ **E.L.S :**

- Effort normal de compression :

$$N_{\text{ser}} = N_G = 1.83 \text{ KN/ml}$$

- Moment de flexion :

$$M_{\text{ser}} = N_Q = Q \times h = 1 \times 0.6 = 0.6 \text{ KN.m}$$

- Effort tranchant :

$$V_u = V = 1 = 1 \text{ KN.}$$

IV.4.4 Calcul de la section des armatures :**IV.4.4.1 Calcul de l'excentricité : (BAEL91/99 ; Art. A.4.3,5)**

$$e_0 = e_1 + e_a + e_2$$

Avec :

➤ e_1 : excentricité du 1^{er} ordre.

➤ e_2 : excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement.

➤ e_a : excentricité additionnelle d'imperfection géométrique.

➤ **Excentricité du 1^{er} ordre :**

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0.90}{2.47} = 0.36 \text{ m}$$

➤ **Excentricité du 2^{ème} ordre due au flambement :**

$$e_2 = \frac{3 \cdot (l_f)^2}{10^4 \cdot h} (2 + \alpha \cdot \Phi)$$

$$l_f = 2 \times L = 1.2 \text{ m}$$

$$\alpha = 10 \left(1 - \frac{M_u}{1.5 \cdot M_s} \right) = \frac{0.9}{1.5 \times 0.6} = 0$$

$$\alpha = 0 \rightarrow \frac{3 \times (1.2)^2}{10^4 \times 0.60} (2 + 0) = 0.0014 \text{ m}$$

➤ **Excentricité additionnelle :**

$$e_a = \max \left\{ 2 \text{ cm} \mid \frac{l_f}{250} \right\} = 2 \text{ cm}$$

$$\rightarrow e_0 = 0.36 + 0.0014 + 0.02 = 0.3814 \text{ m}$$

$$e_0 = 38.14 \text{ cm} > \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

Avec :

c : L'enrobage, il est pris égale à **2 cm**

IV.4.4.2. Sollicitation au centre de gravité de l'acier tendue : (CBA 93 E.1)

➤ **E.L.U :**

$$e_u = e_u + \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$e_u = 0.384 + \left(0.08 - \frac{10 \times 10^{-2}}{2}\right) = \mathbf{0.414 \text{ m}}$$

$$M_u = N_u \times e_u = 2.47 \times 0.414 = \mathbf{1.022 \text{ KN.m}}$$

➤ **E.L.S:**

$$e_0 = \frac{M_s}{N_s} = \frac{0.6}{1.83} = \mathbf{0.33 \text{ m}}$$

$$e_s = e_0 + \left(d - \frac{h_0}{2}\right)$$

$$e_s = 0.33 + \left(0.08 - \frac{10 \times 10^{-2}}{2}\right) = \mathbf{0.36 \text{ m}}$$

$$M_s = N_s \times e_s = 1.83 \times 0.36 = \mathbf{0.66 \text{ KN.m}}$$

a) Vérification si la section est partiellement ou entièrement comprimée :
(CBA 93 Art. E.1,11)

$$(d - C') N_{UA} - M_{UA} < (0.337h - 0.81C') f_{cb} \times b \times h$$

$$(d - C') N_{UA} - M_{UA} = (0.08 - 0.02) \times 2.47 - 1.022 = \mathbf{-0.87 \text{ KN.m}}$$

$$(0.337h - 0.81C') f_{cb} \times b \times h = (0.337 \times 0.1 - 0.81 \times 0.02) \times 14.17 \times 10^3 \times 0.1 \times 1 = \mathbf{24.79 \text{ KN.m}}$$

$$\mathbf{-0.87 \text{ KN.m} < 24.79 \text{ KN.m}}$$

Donc la section étant partiellement comprimée, la détermination de l'armature réelle en flexion simple est effectuée à partir du moment fictif M_f ; et le calcul se fait pour une section rectangulaire

IV.4.5. Détermination de la section des armatures :

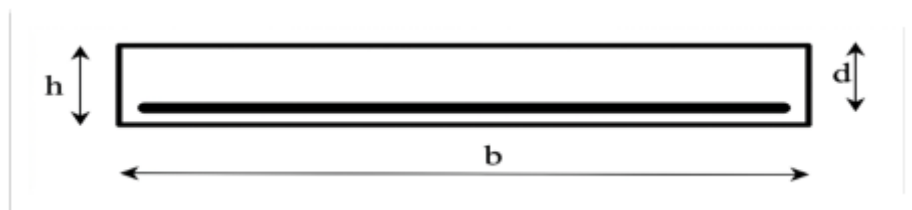


Figure IV.31 : Section d'acrotère à ferrailer.

a) Calcul de moment fictif "M_f" :

$$M_f = N_u \times e_u = 2.47 \times 0.414 = \mathbf{1.022 \text{ KN.m}}$$

b) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_f}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{1.022 \times 10^6}{1000 \times 80^2 \times 14.17} = \mathbf{0.011}$$

c) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' » :

$$\mu = 0.011 < \mu_l = 0.371$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable (A' = 0).

d) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.011}) = \mathbf{0.014}$$

e) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.08 \times (1 - 0.4 \times 0.014) = \mathbf{0.079 \text{ m}}$$

f) Calcul de la section fictives des armatures en flexion simple :

$$A_f = \frac{M_f}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.047 \times 10^6}{79 \times 434.78} = \mathbf{30.48 \text{ mm}^2} = \mathbf{0.30 \text{ cm}^2}$$

g) Calcul de la section réelle des armatures en flexion composée :

$$A_s = A_f - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.30 - \frac{2.47 \times 10}{434.78} = \mathbf{0.24 \text{ cm}^2}$$

h) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 100 \times 8 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{0.77 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = 0.77 \text{ cm}^2 > A_s = 0.32 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{C.N.V}$$

Donc :

On prend la section réelle des armatures en flexion composée $A_s = A_{\min}$

i) Choix des armatures :

On prend : **4T8/ml** ; Soit : $A_{adp} = \mathbf{2.01 \text{ cm}^2}$

j) Espacement:(BAEL91/99 Art. A.8.2,42)

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

On prend : $S_t = \mathbf{30 \text{ cm}}$

k) Armature de répartition : (BAEL91/99 ; Art. A.8.2,41)

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T8/ml ; Soit : $A_{adp} = 2.01 \text{ cm}^2$

l) Espacement: (BAEL91/99; Art. A.8.2,42)

$$S_t \leq \min(4h; 45\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

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

IV.4.6 Verifications:

• Vérification à L'E.L. U :

a) Vérification de la contrainte de cisaillement :(BAEL91/99 Art. A.5.1,1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_u "$$

$$\tau_u = \frac{1.5 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.019 \text{ MPa} \leq \tau_u " = 2.50 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• Vérification à L'E.L. S :

➤ Position de l'axe neutre :

$$By^2 + 30(A_s + \dot{A}_s)y - 30(dA_s + d\dot{A}_s) = 0$$

$$By^2 + 30.y.A_s - 30.dA_s = 0$$

$$\rightarrow y = 1.92 \text{ cm}$$

➤ Moment d'inertie :

$$I = \frac{by^3}{3} + \eta \cdot A_s (d - y_1)^2$$

$$I = \frac{100 \times (1.92)^3}{3} + 15 \times 2.01 (8 - 1.92)^2 = 1350.47 \text{ cm}^4$$

➤ Détermination des contraintes dans le béton comprimé σ_{bc} :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{Ts}}{I} y_1 = \frac{0.6 \times 10^3}{1350.47} \times 1.92 = 0.85 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 0.85 \text{ MPa} < \sigma_{bc} " = 0.6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Détermination des contraintes dans l'acier tendue σ_{st} :

$$\sigma_{st} = \eta \cdot \frac{M_s}{I} \cdot (d - y) \leq \sigma_{st} = 201.63 \text{ MPa}$$

Avec :

σ_{st} : contrainte maximale dans les armatures.

η : coefficients d'équivalence il est pris égale 15

Donc:

$$\sigma_{st} = 15 \times \frac{0.6 \times 10^3}{1350.47 \times 10^3} \times (80 - 19.2) = 40.13 \text{ MPa} \leq \sigma_s'' = 201.63 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

IV.4.7 Schéma de ferrailage :

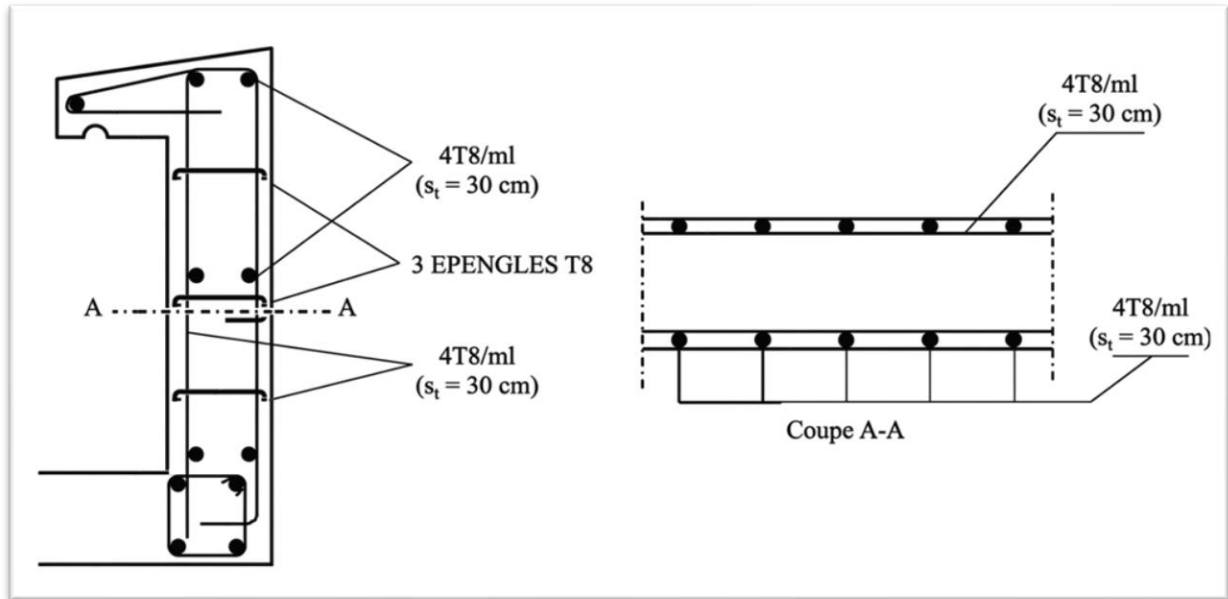


Figure IV.32 : Schéma du ferrailage d'acrotère.

IV.5 Conclusion :

Ce chapitre visait à déterminer les sections d'armatures nécessaires pour reprendre les différentes charges appliquées aux éléments secondaires. L'ensemble des calculs a été mené conformément aux dispositions du CBA93, du BAEL 91 révisé 99 et du RPA 2024.

Chapitre V

Calcul des éléments principaux

V.1 Introduction :

Les éléments porteurs ont une importance primordiale dans la conception des structures, puisqu'ils supportent la majeure partie des efforts horizontaux et verticaux. Ce chapitre présente leur étude, effectuée selon le RPA 2024, le CBA93 et le BAEL 91 révisé 99, qui vise à déterminer les sections d'armatures assurant la résistance, la ductilité et la stabilité de ces éléments.

La répartition des efforts entre portiques et voiles, nécessaire au ferrailage, a été obtenue par la méthode des éléments finis à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis

V.2 Ferrailage des poutres :

Les poutres de la structure subissent des sollicitations de flexion simple, dues à l'action combinée du moment fléchissant et de l'effort tranchant. Le moment fléchissant sert au dimensionnement des armatures longitudinales et l'effort tranchant à celui des armatures transversales.

Le calcul et le ferrailage des poutres sont réalisés selon les prescriptions du BAEL 91 révisé 99 ainsi que les exigences du RPA 2024. Le calcul par flexion simple est effectué en prenant en compte les différentes combinaisons de charges réglementaires suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ (E.L.U)
- $G + Q$ (E.L.S)
- $G + \psi_s.Q \pm E_1$ (RPA 2024)
- $G + \psi_s.Q \pm E_2$ (RPA 2024)

Avec : $E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$ (RPA 2024)

$E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y$ (RPA 2024)

Tableau V.1 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

	γ_b	γ_s	θ	f_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Situation Sismique	1.2	1	0.85	25	17.71	500	500
Situation Durable	1.5	1.15	1.00		14.17		434.78

V.2.1. Armatures minimales :

D'après le **R.P.A 2024 Art-7.5.2** on a :

- Section d'armature minimale : $A_{\min} = 0.5 \% \times b \times h_t$
- Section d'armature maximale : $A_{\max 1} = 4 \% \times b \times h_t$ (Zone courante) ;

$A_{\max 2} = 6 \% \times b \times h_t$ (Zone de recouvrement).

Selon la norme BAEL91 modifiée 99 : $A_{\min} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_c}$

V.3 Poutre principale :

Tableau V.2 : Dimension de la section

Largeur de la poutre	Hauteur de la section	Hauteur utile des aciers tendus
$b = 30 \text{ cm}$	$h = 40 \text{ cm}$	$d = 0.9 \cdot h_t = 0.9 \times 40 = 36 \text{ cm}$

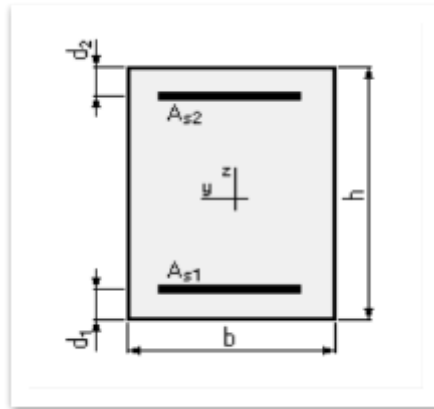


Figure V.1 : Dimensionnement des poutres principales

Il faut tout d'abord déterminer les sections minimale et maximale des armatures, qui conditionnent le choix de la section à adopter. On a donc :

$$A_{\min} = \frac{0.5 \times 30 \times 40}{100} = 6 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 1} = \frac{4 \times 30 \times 40}{100} = 48 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = \frac{6 \times 30 \times 40}{100} = 72 \text{ cm}^2$$

Tableau V.3 : Tableau des moments fléchissant

Section	Moment fléchissant en KN.m			
	ELU	ELS	ELA	
Appuis	-67.04	-48.99	50.46	-78.04
Travée	44.39	32.47	25.23	-39.02

Tableau V.4 : Tableau des efforts tranchants

Section	Effort tranchant en KN
	ELU
Appuis	112.93

V.3.1 Calcul des armatures longitudinales :

V.3.1.1 Exemple de ferrailage :

- En ELU :

- Sur appui :

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} ; M_u = 67.04 \text{ KN.m}$$

- $\mu < 0.186$ Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{67.04 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = \mathbf{0.121}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés « A' » :

$$\mu = 0.121 < \mu_l = 0.371$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.121}) = \mathbf{0.162}$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.360 \times (1 - 0.4 \times 0.162) = \mathbf{0.336 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{67.04 \times 10^6}{0.336 \times 434.78} = \mathbf{458.11 \text{ mm}^2} = \mathbf{4.58 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité : (BAEL91/99 ; Art A-4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{4.58 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

- En travée :

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{44.39 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.17} = \mathbf{0.080}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés « A' » :

$$\mu = 0.08 < \mu_l = 0.371$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.08}) = \mathbf{0.105}$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.360 \times (1 - 0.4 \times 0.105) = \mathbf{0.345 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{44.39 \times 10^6}{345 \times 434.78} = \mathbf{296.03 \text{ mm}^2 = 2.96 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité : (BAEL91/99 ; Art A-4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{2.96 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• En ELA :**➤ Sur appui :**

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa} ; f_{bu} = 17.71 \text{ MPa} ; M_u = 78.04 \text{ KN.m}$$

- $\mu < 0.186$ Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{78.04 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 17.71} = \mathbf{0.113}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés « A' » :

$$\mu = 0.113 < \mu_l = 0.371$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.113}) = \mathbf{0.150}$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.360 \times (1 - 0.4 \times 0.150) = \mathbf{0.338 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{78.04 \times 10^6}{338 \times 434.78} = \mathbf{530.41 \text{ mm}^2 = 5.30 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité : (BAEL91/99 ; Art A-4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{5.30 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V.3.1.2 Exemple de ferrailage A_{s2} en travée :• **En ELA :****a) Calcul de moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{39.02 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 17.71} = \mathbf{0.057}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' » :

$$\mu = 0.057 < \mu_l = 0.371$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) = \mathbf{0.073}$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.360 \times (1 - 0.4 \times 0.073) = \mathbf{0.350 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{39.02 \times 10^6}{350 \times 434.78} = \mathbf{256.79 \text{ mm}^2 = 2.57 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité : (BAEL91/99 ; Art A-4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{1.04 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{2.57 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Le calcul du ferrailage se fait selon la norme BAEL91 modifiée 99 ; ci-dessous les résultats de calcul :

 **NB :** Lors du dimensionnement du ferrailage des poutres, les moments fléchissant ont été vérifiés aux deux états limites, à savoir l'ELU et l'ELA. En effet, dans certaines sections, le moment fléchissant obtenu à l'ELA supérieur à celui obtenu à l'ELU

Ainsi, le ferrailage a été déterminé pour les deux cas de vérification, puis le dimensionnement final a été choisi en fonction de la valeur maximale obtenue, celle qui correspond à la sollicitation la plus défavorable, afin d'assurer la sécurité structurale et un bon comportement en service.

Tableau V.5 : Calcul des armatures longitudinales en flexion simple.

Section	A _{S1} (cm ²)	A _{S2} (cm ²)	A _{min} RPA (cm ²)	A _{min} BAEL(cm ²)	A _{adp} (cm ²)	
					A _{S1}	A _{S2}
Appui	5.30	5.30	6	1.04	6.88	6.88
Travée	2.96	2.57	6	1.04	3.39	3.39

Tableau V.6 : Choix des armatures

Section	A _{S1} (cm ²)		A _{S2} (cm ²)		A _{Total} (cm ²)
Appui	Fil3T14 +Renf 2T12	6.88	Fil3T14 +Renf 2T12	6.88	13.76
Travée	Fil3T12	3.39	Fil3T12	3.39	6.78

V.3.1.3 Calcul de L'espacement :

Selon RPA 2024 l'article 7.5.2 :

Zone nodale :

$$S \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 24\Phi_1 ; 17.5 \text{ cm} ; 6\Phi_1 \right)$$

Zone courante :

$$S'' \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \Phi_1 \right)$$

V.3.1.4 Ancrage des armatures tendues :

Pour les barres de HA Fe500, le BAEL propose d'adopter la longueur de scellement droit par la valeur forfaitaire suivante :

$$L_s = 50.\Phi$$

$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 70 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 80 \text{ cm}$$

Cette longueur est plus grande que la largeur d'appuis « suivant les dimensions des poteaux », il faut donc courber les barres avec un rayon de courbure :

$$R \geq 5.5\Phi = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm}$$

V.3.1.5 Calcul des crochets :

On utilise des crochets courants d'une angle 90°.

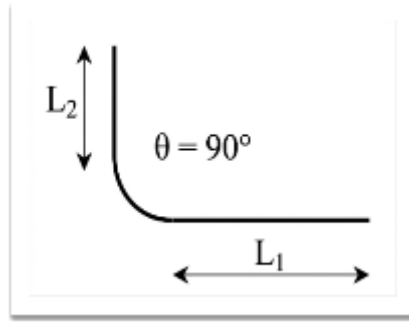


Figure V.2 : Crochets courants de 90°.

$$L_2 = d - \left(c + \frac{\Phi}{2} + R\right)$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2.19R - L_2}{1.87}$$

Tableau V.7 : Ancrage des crochets

$\Phi(\text{cm})$	$L_2(\text{cm})$	$L_1(\text{cm})$
1.2	30.3	8.15
1.4	30.2	13.55
1.6	30.1	18.95

V.3.1.6 Longueur de recouvrement :

D'après l'article 7.4.2 du RPA 2024, la longueur minimale de recouvrement des armatures longitudinales des poutres est de $50 \Phi_1$ en zone II

$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 70 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 80 \text{ cm}$$

V.3.2 Calcul des armatures transversales :

$$\text{Diamètre maximal} = \min [b/10 ; h/35 ; \Phi_{1\min}] = 11.43 \text{ mm}$$

Diamètre choisi : 8mm

Tableau V.8 : Espacement dans les zones (nodale ; courante)

Espacement en zone nodale		Espacement en zone courante	
Espacement minimale (cm)	Esp-choisi (cm)	Espacement minimale (cm)	Esp-choisi (cm)
7.2	7	10	10

V.3.3 Vérifications :

- Vérification de l'armature transversale minimale : (RPA2024 Art-7.5.2 ; eq (7.7))

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t/s \text{ (RPA)} = 0.090 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• **Vérification à E.L.U:**

➤ **Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL91 Article A.5**

a) Vérification de la contrainte tangente limite ultime BAEL91 Article A.5.1.21

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm}$$

Tableau V.9 : Vérification de la contrainte de cisaillement

τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Condition
1.04	3.33	Vérifie

b) Vérification de la contrainte de compression BAEL91 Article A.5.1.313

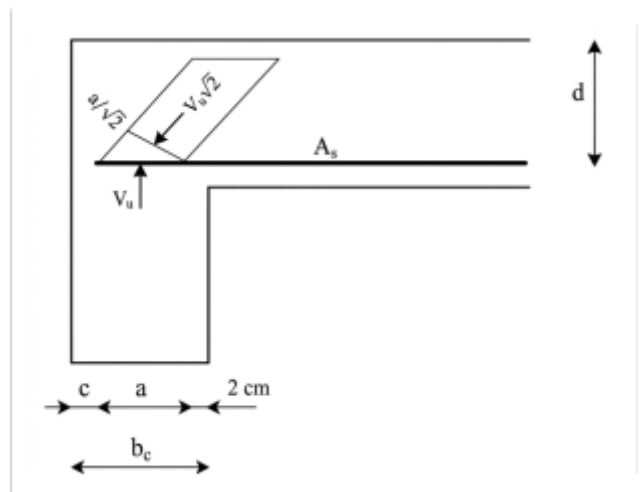


Figure V.3 : Vérification de la contrainte de bielle

$$V_u < 0.267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$$

Tableau V.10 : Vérification de la contrainte de compression

V_u (KN)	$0.267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$ (KN)		Condition
112.93	Poteau 40×40	Poteau 35×35	Vérifie
	700.88	600.75	

c) Vérification des armatures inférieures d'appuis BAEL91 Article A.5.1.31

$$A_s \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$$

Tableau V.11 : Vérification des armatures inférieures d'appuis

A_s	$\frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$	Condition
6.88	2.60	Vérifie

d) Vérification de la contrainte moyenne de compression BAEL91 Article A.5.1.322 :

$$\sigma_{mb} = \frac{R_u}{b_0 \cdot a} \leq 0.867 f_{cj}$$

Avec :

R_u : L'action verticale de l'appui intermédiaire, est égale à :

$$R_u = |V_{ug}| + |V_{ud}|$$

V_{ug} : L'effort tranchant à gauche de l'appui.

V_{ud} : L'effort tranchant droite de l'appui.

Pour simplifier l'analyse, la valeur de l'action verticale à l'appui intermédiaire est prise égale à $2V_u$, considérant le cas le plus défavorable.

Tableau V.12 : Vérification de contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire.

Poutre	V_u (KN)	R_u (KN)	σ_{mb} (MPa)		$0.867 f_{cj}$ (MPa)	Condition
PP	112.93	225.86	Pot 40×40	Pot 35×35	21.67	Vérifie
			2.15	2.5		

- **Vérification à E.L.S :**

- **Vérification des contraintes aux états limites de service :**

a) État limite de compression du béton BAEL91 modifie 99 Art A.5.4.2

La contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{adm} = 0.6 \cdot f_{C28}$$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$$

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé

σ_{bc} (MPa)		Y (cm)	I cm ⁴	σ_{adm} (MPa)	Condition
Appuis	8.07	12.60	76514	15.00	Vérifie
Travée	6.92	9.44	44286		

b) État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifie 99 Art A.5.4.3 Fissuration non préjudiciable

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I} (d-y)$$

Tableau V.14 : La contrainte admissible de traction.

σ_{st} (MPa)		Y (cm)	I cm ⁴	d (cm)	σ_{st-adm} (MPa)	Condition
Appuis	224.72	12.60	76514	36	500	Vérifie
Travée	291.95	9.44	44286			

c) Vérification de la flèche :

L'évaluation de la flèche des poutres s'effectue à partir des résultats de l'analyse effectuée avec le logiciel Robot Structural Analysis, en conservant la valeur maximale de la déformation.

La flèche obtenue doit satisfaire la condition suivante :

CBA 93 (B.6.5.3) et le BAEL 91 Révisée 99 (B.6.5.2)

$$\Delta f_T = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \begin{cases} f_T = \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \\ f_T = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau V.15 : Vérification de la flèche des poutres

Poutre	Δf_T (mm)	$f_{adm} = \left(\frac{L}{500}\right)$ (mm)	Condition
PP	1.8	9.4	Vérifie

V.3.4 Schéma de ferrailage :

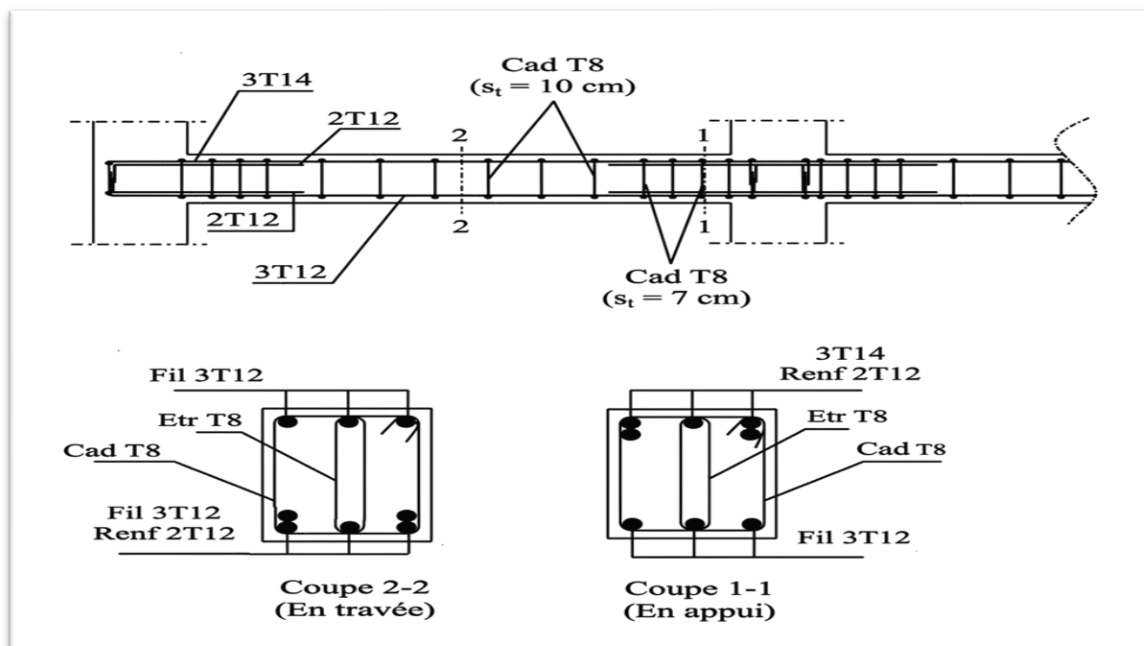


Figure V.4 : Schéma de ferrailage de poutre principale

V.4 Poutre secondaire :

Tableau V.16 : Dimension de la section

Largeur de la poutre	Hauteur de la section	Hauteur utile des aciers tendus
$b = 30 \text{ cm}$	$h = 35 \text{ cm}$	$d = 0.9 \cdot h_t = 0.9 \times 35 \approx 31.5 \text{ cm}$

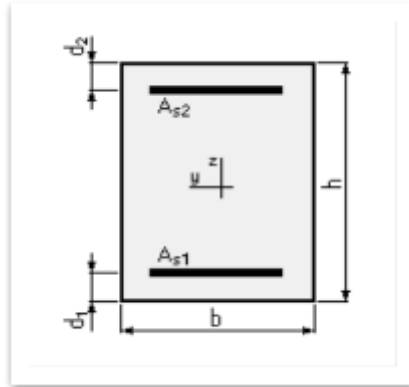


Figure V.5 : Dimensionnement des poutres principales

Dans un premier temps, il convient de déterminer les sections minimales et maximales des armatures, lesquelles conditionnent le choix de la section à adopter. On obtient ainsi :

$$A_{\min} = \frac{0.5 \times 30 \times 35}{100} = 5.25 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 1} = \frac{4 \times 30 \times 35}{100} = 42 \text{ cm}^2$$

$$A_{\max 2} = \frac{6 \times 30 \times 35}{100} = 63 \text{ cm}^2$$

Tableau V.17 : Tableau des moments fléchissant

Section	Moment fléchissant en KN.m			
	ELU	ELS	ELA	
Appuis	-29.79	- 21.79	60.22	-64.45
Travée	24.65	17.89	30.11	-32.22

Tableau V.18 : Tableau des efforts tranchants

Section	Effort tranchant en KN
	ELU
Appuis	72.45

V.4.1 Calcul des armatures longitudinales :

V.4.1.1 Exemple de ferrailage :

- En ELU :

➤ **Sur appui :**

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa} ; f_{bu} = 14.17 \text{ MPa} ; M_u = 29.79 \text{ KN.m}$$

$\mu < 0.186$ Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{29.79 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14.17} = \mathbf{0.070}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés « A' » :

$$\mu = 0.070 < \mu_1 = 0.371$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.070}) = \mathbf{0.092}$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.092) = \mathbf{0.303 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{29.79 \times 10^6}{0.303 \times 434.78} = \mathbf{225.76 \text{ mm}^2} = \mathbf{2.26 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité : (BAEL91/99 ; Art A-4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{0.91 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{0.91 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{2.26 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ **En travée :****a) Calcul de moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{24.65 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 14.17} = \mathbf{0.058}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés « A' » :

$$\mu = 0.058 < \mu_1 = 0.371$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}) = \mathbf{0.075}$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.360 \times (1 - 0.4 \times 0.075) = \mathbf{0.305 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{24.65 \times 10^6}{305 \times 434.78} = \mathbf{185.20 \text{ mm}^2} = \mathbf{1.85 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité : (BAEL91/99 ; Art A-4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{0.91 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{0.91 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{1.85 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

• En ELA :**➤ Sur appui :**

$$\sigma_s = 434.78 \text{ MPa} ; f_{bu} = 17.71 \text{ MPa} ; M_u = 78.04 \text{ KN.m}$$

- $\mu < 0.186$ Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{64.45 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 17.71} = \mathbf{0.122}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés « A' » :

$$\mu = 0.122 < \mu_l = 0.371$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.122}) = \mathbf{0.163}$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.163) = \mathbf{0.294 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{64.45 \times 10^6}{294 \times 434.78} = \mathbf{503.35 \text{ mm}^2} = \mathbf{5.03 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité : (BAEL91/99 ; Art A-4.2.1)

$$A_{\min} = 0.23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{0.91 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{0.91 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{5.03 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ En travée :

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{32.22 \times 10^6}{300 \times 315^2 \times 17.71} = \mathbf{0.061}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' » :

$$\mu = 0.061 < \mu_l = 0.371$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.061}) = \mathbf{0.079}$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.315 \times (1 - 0.4 \times 0.079) = \mathbf{0.305 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{32.22 \times 10^6}{305 \times 434.78} = \mathbf{242.97 \text{ cm}^2} = \mathbf{2.43 \text{ cm}^2}$$

f) Condition de non fragilité :

$$A_{\min} = 0.23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 31.5 \times \frac{2.1}{500} = \mathbf{0.91 \text{ cm}^2}$$

$$A_{\min} = \mathbf{0.91 \text{ cm}^2} < A_s = \mathbf{2.43 \text{ cm}^2} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Le calcul du ferrailage se fait selon la norme BAEL91 modifiée 99 ; ci-dessous les résultats de calcul :

✚ **NB** : Lors du dimensionnement du ferrailage des poutres, les moments fléchissant ont été vérifiés aux deux états limites, à savoir l'ELU et l'ELA. En effet, dans certaines sections, le moment fléchissant obtenu à l'ELA supérieur à celui obtenu à l'ELU

Ainsi, le ferrailage a été déterminé pour les deux cas de vérification, puis le dimensionnement final a été choisi en fonction de la valeur maximale obtenue, celle qui correspond à la sollicitation la plus défavorable, afin d'assurer la sécurité structurale et un bon comportement en service.

Tableau V.19 : Calcul des armatures longitudinales en flexion simple.

Section	A_{S1} (cm ²)	A_{S2} (cm ²)	$A_{\min}$ RPA (cm ²)	$A_{\min}$ BAEL(cm ²)	A_{adp} (cm ²)	
					A_{S1}	A_{S2}
Appui	5.03	5.03	5.25	0.91	5.65	5.65
Travée	2.43	2.43	5.25	0.91	3.39	3.39

Tableau V.20 : Choix des armatures

Section	$A_{S1}(\text{cm}^2)$		$A_{S2}(\text{cm}^2)$		$A_{\text{Total}}(\text{cm}^2)$
Appui	Fil3T12 +Renf 2T12	5.65	Fil3T12 +Renf 2T12	5.65	13.76
Travée	Fil3T12	3.39	Fil3T12	3.39	6.78

V.4.1.2 Calcul de L'espacement :

Selon RPA 2024 l'article 7.5.2 :

Zone nodale :

$$S \leq \min\left(\frac{h}{4}; 24\Phi_1; 17.5 \text{ cm}; 6\Phi_1\right)$$

Zone courante :

$$S'' \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12 \Phi_1\right)$$

V.4.1.3 Ancrage des armatures tendues :

Pour les barres de HA Fe500, le BAEL propose d'adopter la longueur de scellement droit par la valeur forfaitaire suivante :

$$L_s = 50.\Phi$$

$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 70 \text{ cm}$$

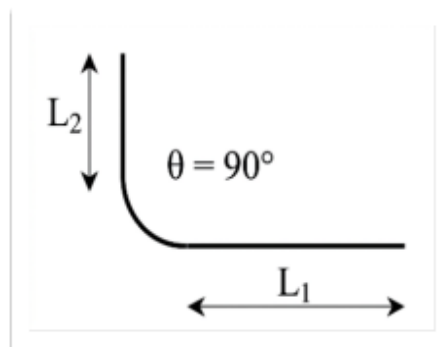
$$\Phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 80 \text{ cm}$$

Cette longueur dépasse la largeur d'appuis « selon les dimensions des poteaux », donc il faut courber les barres avec un rayon de courbure :

$$R \geq 5.5\Phi = 5.5 \times 1.2 = 6.6 \text{ cm}$$

V.4.1.4 Calcul des crochets :

On utilise des crochets courants d'une angle 90° .

Figure V.6 : Crochets courants de 90° .

$$L_2 = d - (c + \frac{\Phi}{2} + R)$$

$$L_1 \geq \frac{L_s - 2.19R - L_2}{1.87}$$

Tableau V.21 : Ancrage des crochets

$\Phi(\text{cm})$	$L_2(\text{cm})$	$L_1(\text{cm})$
1.2	30.3	8.15
1.4	30.2	13.55
1.6	30.1	18.95

V.4.1.5 Longueur de recouvrement :

D'après l'article 7.4.2 du RPA 2024, la longueur minimale de recouvrement des armatures longitudinales des poutres est de $50 \Phi_1$ en zone II

$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 70 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 80 \text{ cm}$$

V.4.2 Calcul des armatures transversales :

$$\text{Diamètre maximal} = \min [b/10 ; h/35 ; \Phi_{1\min}] = 11.43 \text{ mm}$$

Diamètre choisi : 8 mm

Tableau V.22 : Espacement dans les zones (nodale ; courante)

Espacement en zone nodale		Espacement en zone courante	
Espacement minimale (cm)	Esp-choisi (cm)	Espacement minimale (cm)	Esp-choisi (cm)
7.2	7	10	10

V.4.3 Vérifications :**➤ Vérification de l'armature transversale minimale : (RPA2024 Art-7.5.2 ; eq (7.7))**

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par :

$$A_t = 0.003 \times s \times b = 0.003 \times 10 \times 30 = 0.90 \text{ cm}^2$$

$$(A_t / s) (\text{RPA}) = 0.09 \text{ cm}$$

• Vérification à E.L.U :**➤ Justifications vis-à-vis des sollicitations tangentes BAEL91 Article A.5**

a) Vérification de la contrainte tangente limite ultime BAEL91 Article A.5.1.21

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm}$$

Tableau V.23 : Vérification de la contrainte de cisaillement

τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Condition
0.76	3.33	Vérifie

b) Vérification de la contrainte de compression BAEL91 Article A.5.1.313

$$V_u < 0.267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$$

Tableau V.24 : Vérification de la contrainte de compression

V_u (KN)	$0.267 \cdot b_0 \cdot a \cdot f_{c28}$ (KN)		Condition
72.45	Poteau 40×40	Poteau 35×35	Vérifie
	700.88	600.75	

c) Vérification des armatures inférieures d'appuis BAEL91 Article A.5.1.31

$$A_t \geq \frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$$

Tableau V.25 : Vérification des armatures inférieures d'appuis

A_s	$\frac{\gamma_s \cdot V_u}{f_e}$	Condition
6.88	1.66	Vérifie

d) Vérification de la contrainte moyenne de compression BAEL91 Article A.5.1.322 :

$$\sigma_{mb} = \frac{R_u}{b_0 \cdot a} \leq 0.867 \cdot f_{cj}$$

Avec :

R_u : L'action verticale de l'appui intermédiaire, est égale à :

$$R_u = |V_{ug}| + |V_{ud}|$$

V_{ug} : L'effort tranchant à gauche de l'appui.

V_{ud} : L'effort tranchant droite de l'appui.

Pour simplifier l'analyse, la valeur de l'action verticale à l'appui intermédiaire est prise égale à $2V_u$, considérant le cas le plus défavorable.

Tableau V.26 : Vérification de contrainte moyenne de compression sur appui intermédiaire.

Poutre	V_u (KN)	R_u (KN)	σ_{mb} (MPa)		$0.867.f_{cj}$ (MPa)	Condition
PS	72.45	144.9	Pot 40×40	Pot 35×35	21.67	Vérifie
			1.38	1.61		

- **Vérification à E.L.S :**

- **Vérification des contraintes aux états limites de service :**

a) État limite de compression du béton BAEL91 modifie 99 Art A.5.4.2

La contrainte admissible de compression du béton est :

$$\sigma_{adm} = 0.6 \cdot f_{C28}$$

La contrainte de compression du béton est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser} \cdot Y}{I}$$

Tableau V.27 : Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé

σ_{bc} (MPa)		Y (cm)	I cm ⁴	σ_{adm} (MPa)	Condition
Appuis	4.77	10.74	49045.9	15.00	Vérifie
Travée	4.73	8.74	33027.6		

b) État limite d'ouverture des fissures BAEL 91 modifie 99 Art A.5.4.3 Fissuration : Non préjudiciable

La contrainte de traction des aciers est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{st} = \frac{M_{ser}}{I} (d-y)$$

Tableau V.28 : La contrainte admissible de traction.

σ_{st} (MPa)		Y (cm)	I cm ⁴	d (cm)	σ_{st-adm} (MPa)	Condition
Appuis	138.25	10.74	49045.9	31.5	500	Vérifie
Travée	184.80	8.74	33027.6			

b) Vérification de la flèche :

L'évaluation de la flèche des poutres s'effectue à partir des résultats de l'analyse effectuée avec le logiciel Robot Structural Analysis, en conservant la valeur maximale de la déformation.

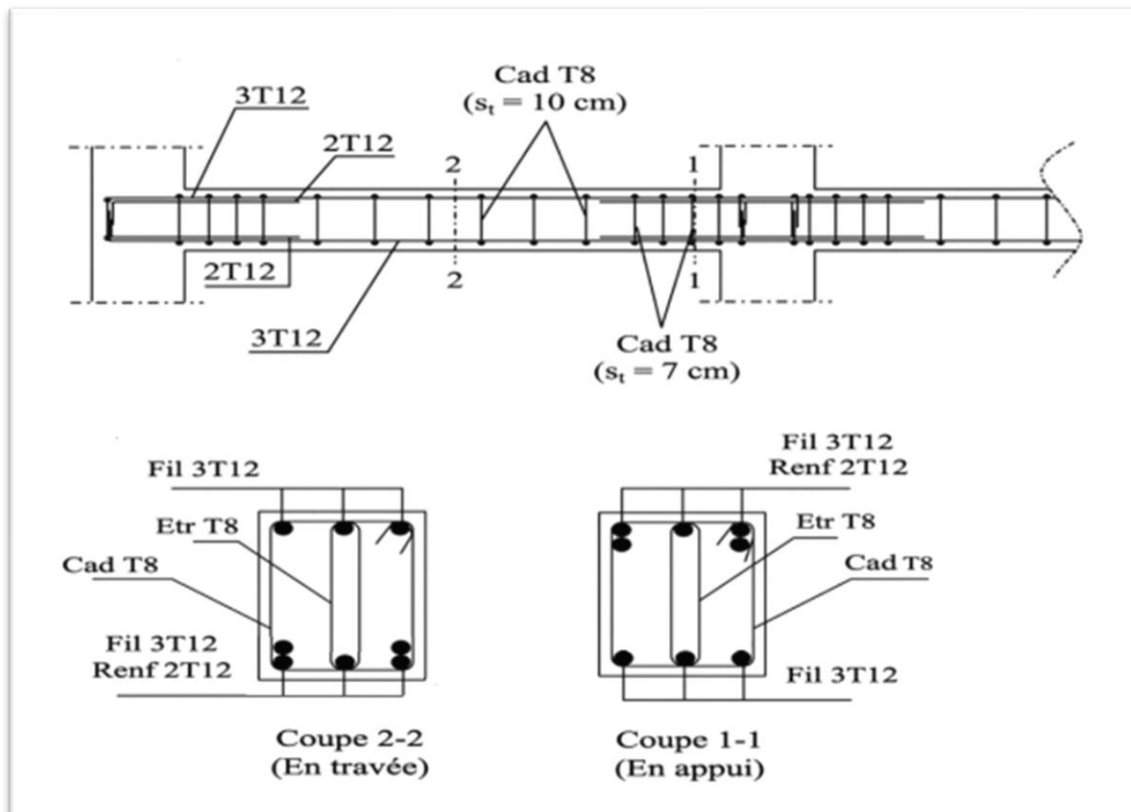
La flèche obtenue doit satisfaire la condition suivante :

CBA 93 (B.6.5.3) et le BAEL 91 Révisée 99 (B.6.5.2) :

$$\Delta f_T = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \begin{cases} f_T = \frac{L}{500} & \text{si } L \leq 5 \text{ m} \\ f_T = 0.5 \text{ cm} + \frac{L}{1000} & \text{si } L > 5 \text{ m} \end{cases}$$

Tableau V.29 : Vérification de la flèche des poutres

Poutre	Δf_T (mm)	$f_{adm} = \left(\frac{L}{500}\right)(\text{mm})$	Condition
PS	1.3	8.8	Vérifie

V.4.4 Schéma de ferrailage :**Figure V.7 : Schéma de ferrailage de poutre secondaire****V.5 Ferrailage des poteaux :**

Les poteaux sont des éléments verticaux porteurs qui récupèrent les charges des différents niveaux et les transmettent aux fondations. Associés aux poutres, ils constituent des portiques qui assurent la stabilité de la construction sous les efforts verticaux et horizontaux.

En général, les poteaux sont soumis à un effort normal accompagné de moments de flexion dans deux directions orthogonales. Leur dimensionnement s'effectue donc par flexion composée déviée, en tenant compte d'une fissuration peu nuisible.

Les poteaux sont étudiés conformément aux dispositions des règles BAEL 91/99 [1] ainsi qu'aux exigences du RPA (2024) [3] ; en tenant compte des différentes combinaisons d'actions suivantes :

- $1.35G + 1.5Q$ (E.L.U)
- $G + Q$ (E.L.S)
- $G + \psi.Q \pm E_1$ (RPA 2024)
- $G + \psi.Q \pm E_2$ (RPA 2024)

Avec : $E_1 = \pm E_x \pm 0.3E_y$ (RPA 2024)

$E_2 = \pm 0.3E_x \pm E_y$ (RPA 2024)

Tableau V.30 : Caractéristiques mécaniques des matériaux

	γ_b	γ_s	θ	f_{c28} (MPa)	σ_b (MPa)	f_c (MPa)	σ_s (MPa)
Situation Sismique	1.2	1	0.85	25	17.71	500	500
Situation Durable	1.5	1.15	1.00		14.17		434.78

V.5.1 Sollicitation de calcul :

À partir de ces combinaisons on distingue les cas suivants :

- Effort normal maximal et un moment correspondant ($N_{\max}$; $M_{y-\text{cor}}$; $M_{z-\text{cor}}$).
- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{y-\text{max}}$; $N_{y-\text{cor}}$; $M_{z-\text{cor}}$).
- Moment maximal et un effort normal correspondant ($M_{z-\text{max}}$; $M_{y-\text{cor}}$; $N_{z-\text{cor}}$).

Tableau V.31 : Les sections minimal et maximal imposée par le RPA 2024

Poteau	$A_{\min} = 0.8 \% b.h_t$	$A_{\max 1} = 4 \% b.h_t$	$A_{\max 2} = 6 \% b.h_t$
P1 (40×40) cm ²	12.80 cm ²	64 cm ²	96 cm ²
P2 (35×35) cm ²	9.80 cm ²	49 cm ²	73.5 cm ²

Les efforts dans les poteaux fournis par le modèle numérique du logiciel Robot Structural Analysis sont présentés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.32 : Les sollicitations défavorables pour les poteaux P1.

Combinaison	P1 (40×40) cm ²		
	N _{cor}	M _{y-cor}	M _{z-cor}
	ELU		
N _{max} (compression)	1116.73	4.12	-0.74
M _{y-max}	469.41	47.13	4.80
M _{z-max}	733.06	1.88	-22.20
/	ELA		
N _{max} (compression)	729.47	-12.38	3.91
M _{y-max}	376.12	-53.63	4.42
M _{z-max}	246.25	-4.51	-34.13

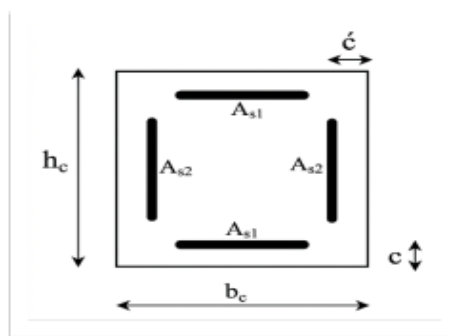
Tableau V.33 : Les sollicitations défavorables pour les poteaux P2.

Combinaison	P2 (35×35) cm ²		
	N _{cor}	M _{y-cor}	M _{z-cor}
	ELU		
N _{max} (compression)	550.90	-7.84	0.20
M _{y-max}	74.74	41.44	3.09
M _{z-max}	66.52	-22.36	14.67
/	ELA		
N _{max} (compression)	363.43	0.07	13.07
M _{y-max}	56.16	43.41	-7.92
M _{z-max}	57.20	7.02	31.26

➤ L'effort normal positif N_{max} correspond à un effort de compression, tandis que l'effort normal négatif N_{min} correspond à un effort de traction.

V.5.2 Calcul de la section des armatures longitudinales :

Le calcul du ferrailage des poteaux est réalisé avec le logiciel Socotec, conformément aux prescriptions du RPA 2024, notamment en ce qui concerne l'adaptation du coefficient de sécurité du béton γ_b applicable aux situations accidentelles.

**Figure V.8 :** Section du poteau à ferrailler.

Avec :

- c et c' : L'enrobage, il est pris égale à **2.5 cm**
- h_c : La largeur du poteau.
- B_c : La longueur du poteau.

Tableau V.34 : Section des armatures théorique nécessaire pour le ferrailage des poteaux

Poteau	$A_{min\ BAEI}$ cm^2	A_{S1} cm^2	A_{S2} cm^2	$A_{sth-Totale}$ cm^2
P1 (40×40) cm^2	6.40	2.00	1.2	6.4
P2 (35×35) cm^2	5.60	2.00	0.8	5.6

V.5.2.1 Choix des armatures :

Pour le choix des armatures des poteaux, deux aspects fondamentaux doivent être pris en considération :

- 1) La distance entre les barres verticales « b_i », dans une face du poteau, ne doit pas dépasser dans notre cas :

- 20 cm en zone II

- 2) La vérification de la section des armatures pour chaque face du poteau.

Pour calcification, on prend l'exemple suivant :

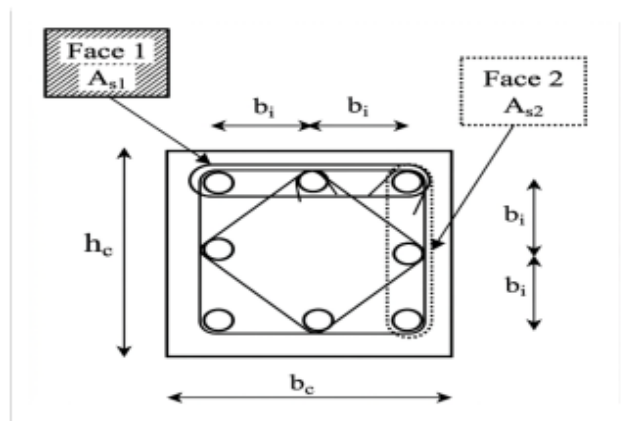


Figure V.9 : Exemple de ferrailage d'un poteau.

Tableau V.35 : Choix des armatures des poteaux pour RPA 2024

Poteau	A_{sth} (cm^2)	Exigence RPA			Choix			Condition
		A_{min} (cm^2)	A_{max} (cm^2)	b_i (cm)	Armatures	A_{adp} (cm^2)	b_{i-adp} (cm)	
P1	6.4	12.80	64.00	20	4T16 + 4T14	14.19	17	Vérifie
P2	5.6	9.80	49.00	20	4T14 + 4T14	12.30	14.50	Vérifie

V.5.2.2 Longueur de recouvrement :

D'après le **R.P.A 2024 Art-7.4.2**, la longueur minimale de recouvrement est de $50 \Phi_1$ en zone II

$$\Phi = 1.2 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 60 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.4 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 70 \text{ cm}$$

$$\Phi = 1.6 \text{ cm} \Rightarrow L_s = 80 \text{ cm}$$

V.5.3 Vérifications :

Pour vérifier la résistance des poteaux, il faut déterminer l'effort tranchant maximal sous les combinaisons de charges ultimes et sismiques. Les valeurs retenues, issues de l'analyse effectuée avec le logiciel Robot Structural Analysis, sont présentées dans le tableau ci-dessous.

Tableau V.36 : Effort tranchant maximale dans les poteaux

Poteau	V_u (KN)	
	ELU	ELA
P1	26.11	41.53
P2	13.75	38.35

V.5.3.1 Vérification à E.L.A : (RPA 2024 Art- 7.4.3)**a) Vérification de l'effort normal réduit :**

Il est déjà vérifié (cf. § 3.9.6).

b) Vérification de sollicitation tangente :

Selon le RPA, la contrainte conventionnelle de cisaillement de calcul dans le béton, notée τ_u , sous combinaison sismique, doit être inférieure ou égale à la contrainte limite admissible τ_{adm} .

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \cdot d} \leq \tau_{adm} = \rho_d f_{c28}$$

ρ_d : est égal à **0.075** si l'élancement géométrique, dans la direction considérée, est supérieur ou égal à **5** ; il est égal à **0.04**, dans le cas contraire.

Dans le cas de **remplissage en maçonnerie**, ne régnant pas sur toute la hauteur d'un poteau (présence d'ouvertures en vasistas par exemple), la hauteur de calcul de l'élancement géométrique sera celle de l'ouverture.

L'élancement géométrique : pour les poteaux de forme carré, il est déterminé par la formule suivante : (eq (7.4) du Art 7.4.2 ; RPA 2024)

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b_c} = \frac{l_f}{h_c}$$

Pour les poteaux P1 $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b_c} = \frac{l_f}{h_c} = \frac{0.7 \times 324}{40} = 5.67$

Pour les poteaux P2 $\rightarrow \lambda_g = \frac{l_f}{b_c} = \frac{l_f}{h_c} = \frac{0.7 \times 324}{35} = 6.48$

Tableau V.37 : Vérification de sollicitation tangente selon RPA

Poteau	τ_u (MPa)	τ_{adm} (MPa)	Condition
P1	0.18	1.88	Vérifie
P2	0.13	1.88	Vérifie

V.5.3.2 Vérification à E.L.U :

a) Vérification stabilité de forme :(BAEL 91/99 Art-B.8.4.1)

Les éléments sollicités en flexion composée doivent faire l'objet d'une vérification au flambement. À cet effet, l'effort normal ultime correspond à la charge axiale maximale que le poteau peut supporter avant l'apparition d'un phénomène d'instabilité par flambement.

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_f \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Avec :

➤ N_u : Effort normal ultime (compression).

➤ α : Coefficient réducteur tenant compte de la stabilité.

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{si } \lambda < 50 \\ \alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{si } 50 < \lambda < 100 \end{cases}$$

➤ Élancement d'E.U. L ($\lambda = \frac{l_f}{i}$)

➤ L_f = longueur de flambement

➤ i = Rayon de giration $\left(i = \sqrt{\frac{I}{B}} \right)$

➤ I : Moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement $\left(I = \frac{b \cdot h^3}{12} \right)$

➤ B : Surface de la section du béton ($B = a \times b$)

➤ Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1.20$) Situation durable.

➤ Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1$) Situation durable.

➤ f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 500$ MPa).

- f_{c28} : Contrainte caractéristique du béton à 28 jours $f_{c28} = 25$ MPa.
- A_s : Section d'acier comprimée.
- B_r : Section réduite d'un poteau, obtenue en réduisant de sa section réelle 1cm d'épaisseur sur toute sa périphérie ($B_r = (a - 2)(b - 2)$) (cm²)

On doit dimensionnement les poteaux de telle façon qu'il n'y ait pas de flambement c'est-à-dire $\lambda \leq 50$

➤ Exemple de calcul :

On prend comme exemple de calcul les poteaux P1 ; d'où : $l_0 = 3.24$ m

Donc : $l_f = 0.7 \times h_0 = 0.7 \times 3.24 \Rightarrow l_f = 2.268$ m

- Charge ultime résistante :

$$N_{u-\max} = 1116.73 \text{ KN} < N_{u-\lim} = 2631.51 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau V.38 : Vérification de stabilité de forme selon RPA 2024.

Poteau	l_f (m)	λ	α	B_r (m ²)	A_s (cm ²)	$N_{u-\lim}$ (KN)	N_u (KN)	condition
P1	2.268	19.64	0.80	0.14	14.19	2631.51	1116.73	Vérifie
P2	2.268	22.46	0.79	0.11	12.30	2497.42	550.90	Vérifie

V.5.3.3 Vérification à E.L.S :

- **Vérification des contraintes aux états limites de service : (BAEL91/99 Art- A.4.5.2)**

a) État limite de compression du béton

Les résultats de la vérification, obtenus à l'aide du logiciel **Robot Expert**, sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.39 : Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé

σ_{bc} (MPa)		σ_{adm} (MPa)	Condition
P1	2.5	15.00	Vérifie
P2	4.4		

b) Dans l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire pour les armatures.

V.5.4 Calcul de la section des armatures transversales :

$$A_t = 4 \times 0.5 = 2.01 \text{ cm}^2$$

$$P1 \rightarrow \text{Diamètre maximal} = \min [b/10 ; h/35 ; \Phi_{l\min}] = 11.43 \text{ mm}$$

$$P2 \rightarrow \text{Diamètre maximal} = \min [b/10 ; h/35 ; \Phi_{l\min}] = 10 \text{ mm}$$

- **Diamètre choisi pour les deux types : 8 mm ;** On utilise des cadres de FeE500

V.5.4.1 Calcul de l'espacement maximal :

Selon le **RPA 2024Eqn. (7.3)**. Par ailleurs, la valeur maximale de cet espacement est fixée comme suit :

Zone nodale :

$$S \leq \min (10 \Phi_1 ; 12.5 \text{ cm})$$

Zone courante :

$$S'' \leq (15 \Phi_1)$$

Tableau V.40 : Espacement dans les zones (nodale ; courante)

/	Espacement en zone nodale		Espacement en zone courante	
	Espacement minimale (cm)	Esp-choisi (cm)	Espacement minimale (cm)	Esp-choisi (cm)
P1	12.5	10	21	15
P2	12.5	10	21	15

L'espacement doit aussi vérifier la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} \geq \frac{\rho_a \cdot V_u}{h_c f_e}$$

- A_t : section droite ou équivalente des brins de l'armature transversale
 - V_u : effort tranchant de calcul a l'ELU en **KN**
 - h_c : hauteur totale de la section brute dans la direction considérée.
 - f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.
 - t : espacement des armatures transversales.
 - ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture, par effort tranchant.
- $\rho_a = 2.5$ Si : $\lambda_g \geq 5$; $\rho_a = 3.75$ dans le cas contraire.

- On a λ_g supérieur à 5 dans les deux poteaux, donc, on prend ρ_a égale à **2.5**

➤ Exemple de calcul (P1-Zone nodale) :

$$\frac{2.01}{10} = 0.20 > \frac{2.5 \times 26.11}{40 \times 500 \times 10^{-1}} = 0.05$$

Tableau V.41 : Vérification de l'espacement selon RPA

Poteau	A_t/t		$\frac{\rho_a \cdot V_u}{h_c \cdot f_e}$	Condition
	Zone nodale	Zone courante		
P1	0.20	0.13	0.05	Vérifie
P2	0.20	0.13	0.02	Vérifie

V.5.4.2 Quantité des armatures transversales minimales :

La vérification s'effectue à l'aide de la formule suivant :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{b_c} = \frac{l_f}{h_c}$$

Étant donné que λ_g est supérieur à 5, la vérification requise devient :

$$\frac{A_t}{t \cdot b_c} \% \geq 0.3 \%$$

Tableau V.42 : Vérification de la quantité d'armatures transversales minimales des poteaux.

Poteau	$\frac{A_t}{t \cdot b_c}$		Condition
	Zone nodale	Zone courante	
P1	0.50	0.33	Vérifie
P2	0.58	0.38	Vérifie

V.5.4.3 Détermination de la zone nodale des poteaux : (RPA 2024 Art-7.4.2)

La zone nodale des poteaux est définie par la formule suivant :

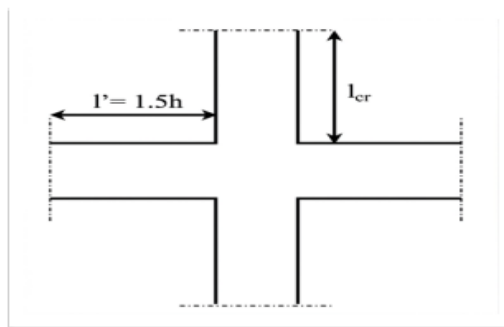
$$l_{cr} = \max \left(1.5h_c ; \frac{l_{cl}}{6} ; 60 \text{ cm} \right)$$

➤ Ductilité pour la zone nodale :

Il faut vérifiée que : $l_{cr} = \max \left(1.5h_c ; \frac{l_{cl}}{6} ; 60 \text{ cm} \right)$

➤ h_c (Unités : cm) : la plus grande dimension de la section transversale du poteau.

➤ l_{cl} (Unités : cm) : la longueur libre du poteau

**Figure V.10 : Détails de zone nodale**

➤ Exemple de calcul :

$$l_{cr} = \max (1.5 \times 40 = 60 \text{ cm} ; \frac{l_{cl}}{6} = \frac{279}{6} = 47.5 \text{ cm} ; 60 \text{ cm})$$

On prend : $l_{cr} = 60 \text{ cm}$

$$\frac{l_{cl}}{h_c} = \frac{2.79}{0.4} = 6.2 > 3 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc :

➤ Poteau P1 $\Rightarrow 60 \text{ cm}$

➤ Poteau P2 $\Rightarrow 60 \text{ cm}$

V.5.5 Schéma du ferrillage :

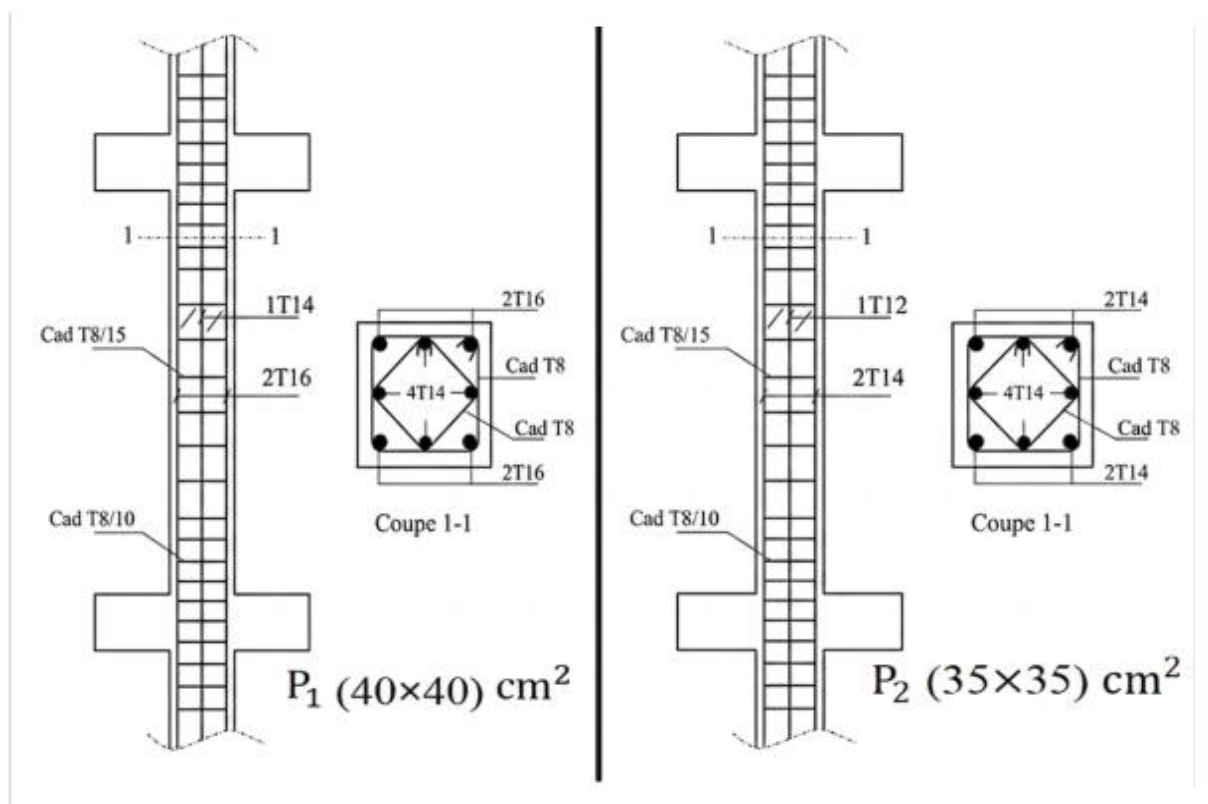


Figure V.11 : Schéma du ferrillage des poteaux

V.6 Voiles :

V.6.1 Introduction :

Les voiles en béton armé constituent un élément clé du contreventement, en particulier lorsque les actions horizontales deviennent prépondérantes. Ils reprennent les efforts dus au vent et au séisme tout en conférant à la structure la rigidité latérale nécessaire pour limiter les déplacements et assurer sa stabilité d'ensemble.

L'objectif de cette section est de vérifier que leur dimensionnement respecte les exigences réglementaires en matière de sécurité et de performance.

V.6.2 Représentation des voiles :

On distingue deux types de voiles dans la structure présentés ci-dessous :

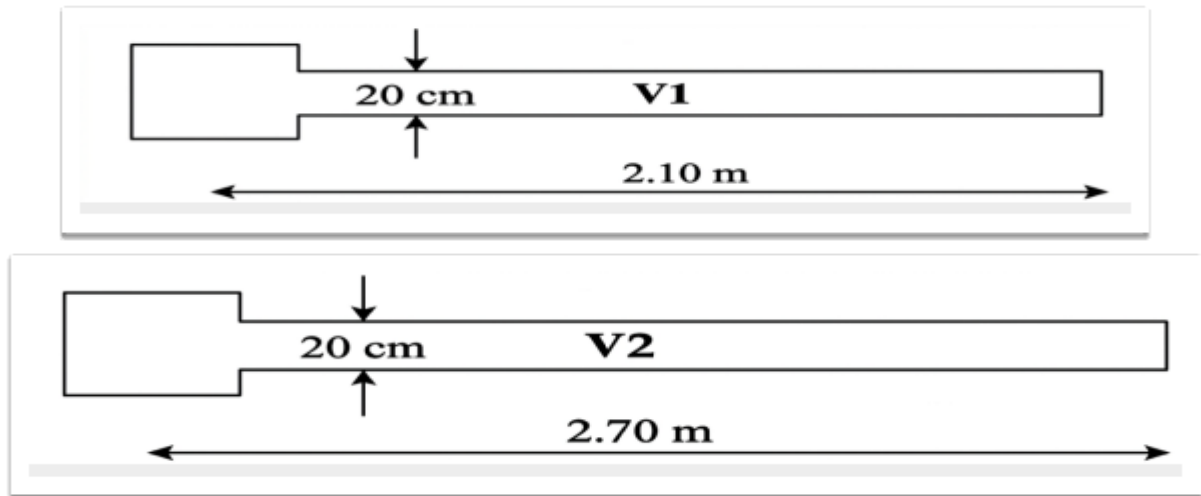


Figure V.12 : Les types des voiles dans la structure.

V.6.3 Vérification exigée : (RPA 2024 art-7.7.2)

1) Vérification de l'effort normale réduit :

Il est déjà vérifié (cf. § 3.9.6).

2) Vérification des contraintes limite de cisaillements

Selon (§ 7.3-RPA 2024) ; le RPA exige de vérifie la contrainte de cisaillement par la formule suivante :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} \leq 0.2 \cdot f_{c28}$$

- $\bar{V} = 1.4 \cdot V_u$
- B_w : épaisseur du linteau ou du voile
- d : hauteur utile avec $d = 0.9h$
- h : hauteur totale de la section brute

Tableau V.43 : Vérification de la contrainte de cisaillement des voiles.

Voile	τ_b (MPa)	$0.2 \cdot f_{c28}$ (MPa)	Condition
V1	1.16	5.00	Vérifie
V2	1.51		Vérifie

V.6.4 Ferrailage des voiles et des trumeaux : (RPA 2024 Art-7.7.4)

Les voiles sont modélisés comme des consoles encastrées en fondation, soumises à un effort normal et à un moment fléchissant. Leur dimensionnement se fait en flexion composée avec effort tranchant, en supposant une fissuration peu préjudiciable. Les combinaisons d'actions considérées pour le calcul des voiles sont détaillées ci-dessous :

- $1.35G + 1.5Q$ (E.L.U)
- $G + Q$ (E.L.S)
- $G + \psi \cdot Q \pm E_1$ (RPA 2024)
- $G + \psi \cdot Q \pm E_2$ (RPA 2024)

Avec : $E_1 = \pm E_x \pm 0.3 E_y$ (RPA 2024)

$E_2 = \pm 0.3 E_x \pm E_y$ (RPA 2024)

Les efforts sollicitant les voiles sont obtenus à partir de l'analyse numérique réalisée avec le logiciel Robot Structural Analysis. Les résultats correspondants sont présentés dans le tableau suivant.

Tableau V.44 : Les sollicitations des voiles issus d'analyse

Voile	Sollicitation		
	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
V1	142.69	494.38	404.07
V2	165.84	979.37	388.30

- Pour déterminer les sollicitations de calcul, on doit suivre les étapes suivantes :

V.6.4.1 Vérification des types des voiles et la détermination de la hauteur critique h_{cr} :

Si les conditions de coffrage suivant sont vérifiées :

$$b_w \geq \max \left(\frac{h_e}{20} = 14.5 \text{ cm} ; 0.15 \text{ m} \right) = \mathbf{0.2 \text{ m}}$$

$$L_w \geq \max \left(\frac{324}{3} = 1.08 \text{ m} ; 4b_w = 0.60 \text{ m} ; 1 \text{ m} \right) = \mathbf{1.08 \text{ m}}$$

Pour l'évaluation des sollicitations de calcul, notamment les moments fléchissant, le RPA 2024 exige une classification des voiles en trois catégories principales.

- **Voiles élancés** : Ces voiles se caractérisent par un rapport hauteur/longueur supérieur à 2 ($h_w/l_w > 2$).
- **Voiles courts** : Ces voiles se caractérisent par un rapport hauteur/longueur au plus égale à 2 ($h_w/l_w \leq 2$).
- **Voiles de grandes dimensions** : Ces voiles se caractérisent par un rapport hauteur/longueur inférieur ou égale à 2/3 ($h_w/l_w < 2/3$).

Au sein de la structure étudiée, l'ensemble des voiles s'étend de la base jusqu'au dernier niveau, atteignant une hauteur totale de 19.44 m

- La hauteur de la zone critique, notée « h_{cr} », située au-dessus de la base du voile, est estimée conformément à la relation suivante :

$$h_{cr} = \max \left(l_w ; \frac{h_w}{6} \right)$$

Avec :

$$h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w & \text{pour } n \leq 6 \text{ niveau} \\ 2.h_e & \text{pour } n > 6 \text{ niveau} \end{cases}$$

• **Voile type 01** ($l_w = 2.10 \text{ m}$)

$$\rightarrow h_w = 19.44 \text{ m} ; l_w = 2.10 \text{ m} \rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{19.44}{2.1} = 9.25 > 2 \rightarrow \text{Voile élance}$$

$$\rightarrow h_e = 2.84 \text{ m} ; h_{cr} = \max \left(2 \text{ m} ; \frac{h_w}{6} = 3.24 \text{ m} \right) \rightarrow h_{cr} = 3.24 \text{ m}$$

$$\rightarrow h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w = 2 \times 2.10 = 4.2 \text{ m} \\ h_e = 2.84 \end{cases} \quad \text{pour } n = 6 \text{ niveau} \quad \text{Donc : } h_{cr} = 2.84 \text{ m}$$

• **Voile type 02** ($l_w = 2.70 \text{ m}$)

$$\rightarrow h_w = 19.44 \text{ m} ; l_w = 2.70 \text{ m} \rightarrow \frac{h_w}{l_w} = \frac{19.44}{2.70} = 7.2 > 2 \rightarrow \text{Voile élance}$$

$$\rightarrow h_e = 2.89 \text{ m} ; h_{cr} = \max \left(2.70 \text{ m} ; \frac{h_w}{6} = 3.24 \text{ m} \right) \rightarrow h_{cr} = 3.24 \text{ m}$$

$$\rightarrow h_{cr} \leq \begin{cases} 2.l_w = 2 \times 2.70 = 5.4 \text{ m} \\ h_e = 2.84 \end{cases} \quad \text{pour } n = 6 \text{ niveau} \rightarrow \text{Donc : } h_{cr} = 2.89 \text{ m}$$

V.6.4.2 Enveloppe du diagramme des moments fléchissant :

Le règlement parasismique algérien **RPA 2024** définit désormais une nouvelle méthode pour établir le diagramme des moments fléchissant de dimensionnement. Ce tracé repose sur une **enveloppe linéaire** construite à partir des résultats de l'analyse structurale, laquelle subit une translation verticale vers le haut (phénomène de décalage de la règle du bras de levier) sur une longueur équivalente à la hauteur de la zone critique du voile, notée h_{cr}

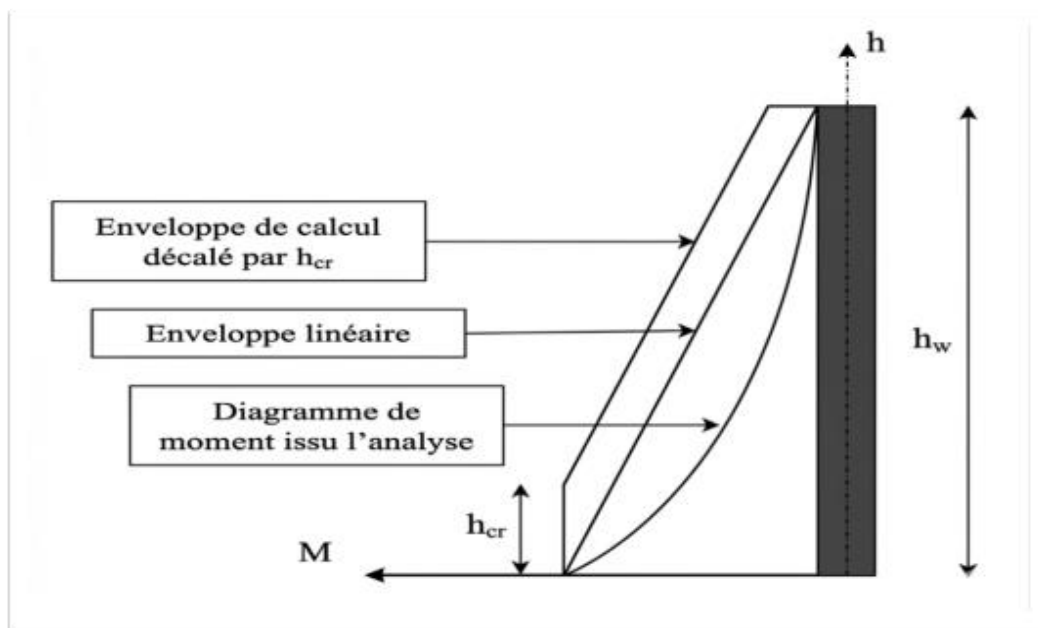


Figure V.13 : Enveloppe de calcul pour les moments fléchissant selon RPA 2024.

Les sollicitations des voiles obtenues par le modèle numérique du logiciel Robot Structural Analysis deviennent les suivantes :

Tableau V.45 : Les sollicitations de calcul des voiles selon RPA 2024

Voile	Sollicitation		
	N (KN)	M (KN.m)	V (KN)
V1	142.69	494.38	404.07
V2	165.84	979.37	388.30

En conséquence, les diagrammes d'enveloppe des moments fléchissant des voiles sont illustrés dans la figure ci-après :

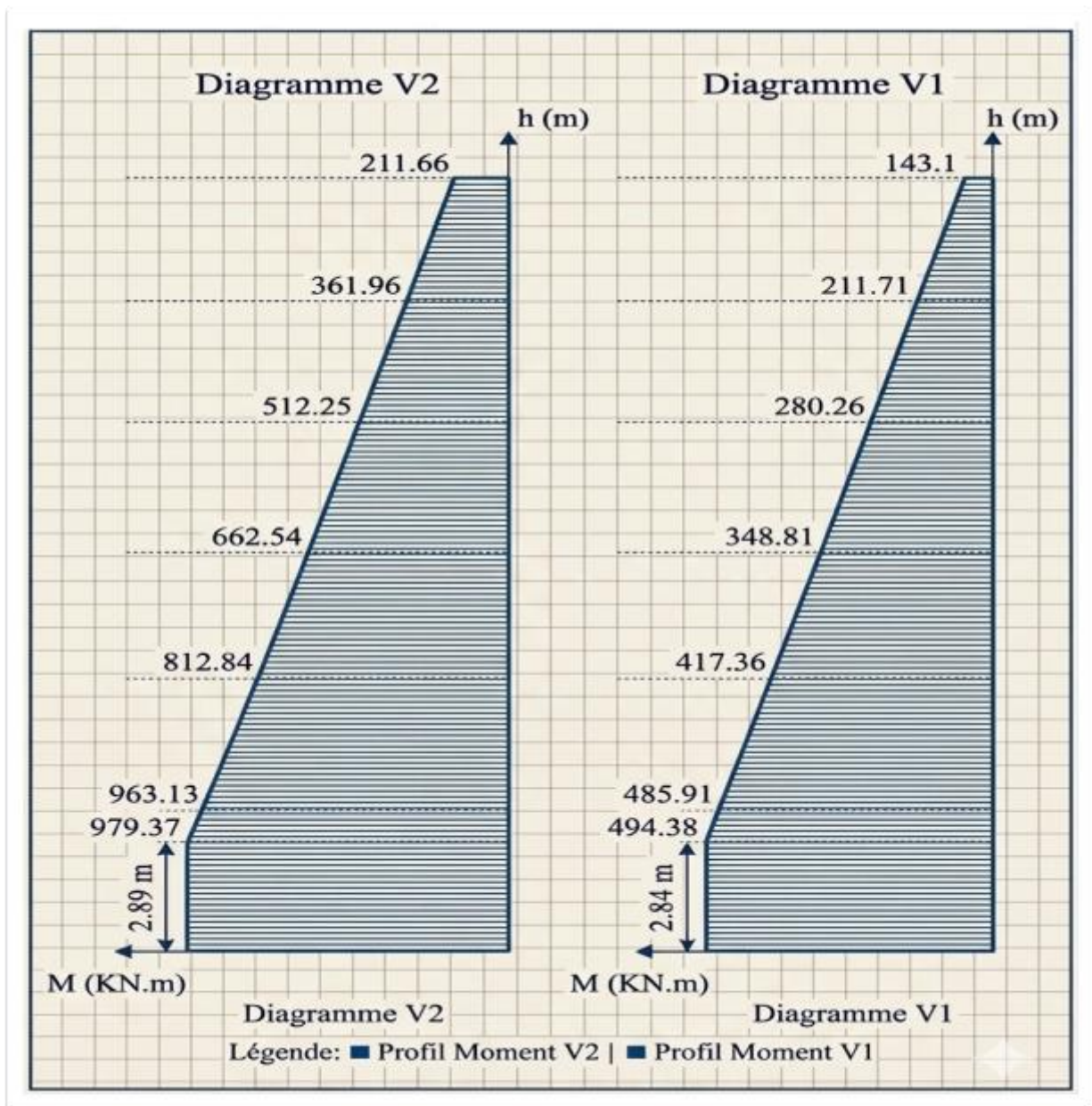


Figure V.14 : Diagrammes d'enveloppe de calcul des moments fléchissant des voiles

V.6.4.3 Enveloppe des efforts tranchants :

Le RPA 2024 prévoit également l'établissement d'une enveloppe du diagramme des efforts tranchants, en fonction de la hauteur de l'élément considéré.

On a la figure 7.15 du RPA 2024

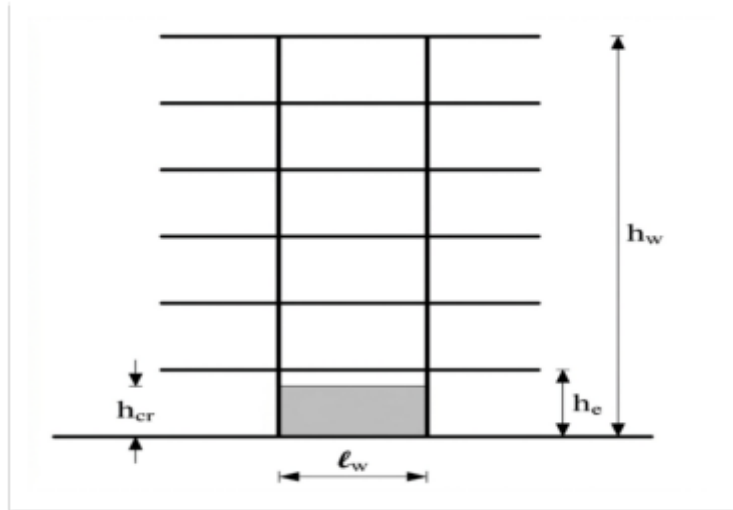


Figure V.15 : Zone critique a la base de voile-RPA2024

Commentaire : L'enveloppe de calcul du diagramme des efforts tranchants est établie en trois étapes successives.

1. La première étape consiste à amplifier le diagramme initial de 40 %.
2. La deuxième étape consiste à maintenir cette courbe amplifiée depuis la base du voile jusqu'à une hauteur égale à $(h_w/3)$.
3. La troisième étape consiste à définir une enveloppe linéaire entre $(h_w/3)$ et le sommet du voile

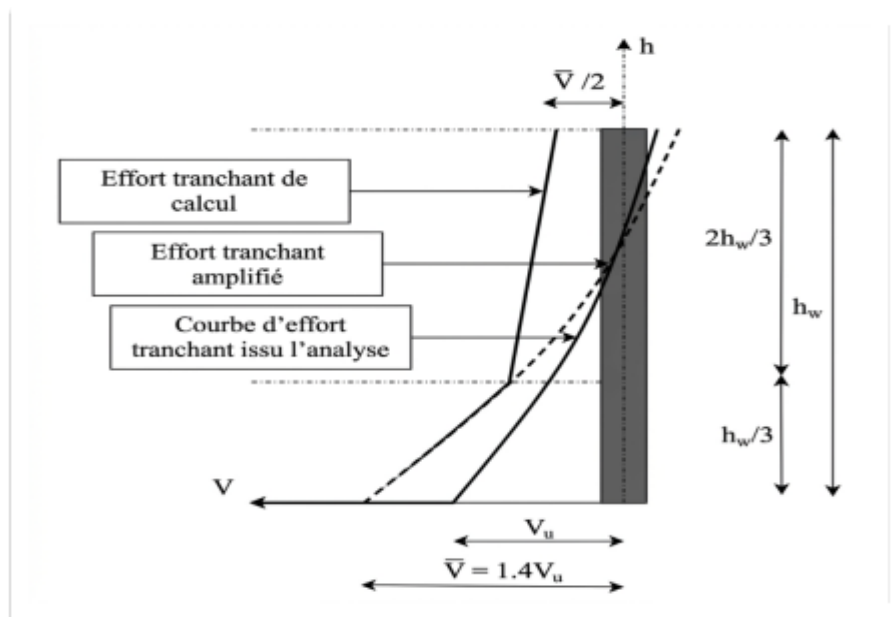


Figure V.16 : Enveloppe de calcul pour les efforts tranchants dans les voiles élancés des systèmes à contreventement mixte-RPA 2024.

- Dans notre cas, la structure est contreventée par des voiles (Système 05). Conformément aux dispositions du **RPA 2024 (article 7.7.4)**, l'établissement de l'enveloppe de calcul des efforts tranchants n'est pas requis.

V.6.5 Ferrailage des éléments des rives :

Le béton situé aux extrémités des voiles est confiné sur une longueur l_c , mesurée à partir du bord du voile jusqu'à la zone où la déformation atteint $\varepsilon_{cu} = 0.35\%$. Cette zone, appelée élément de rive, peut inclure des membrures disposées perpendiculairement au voile.

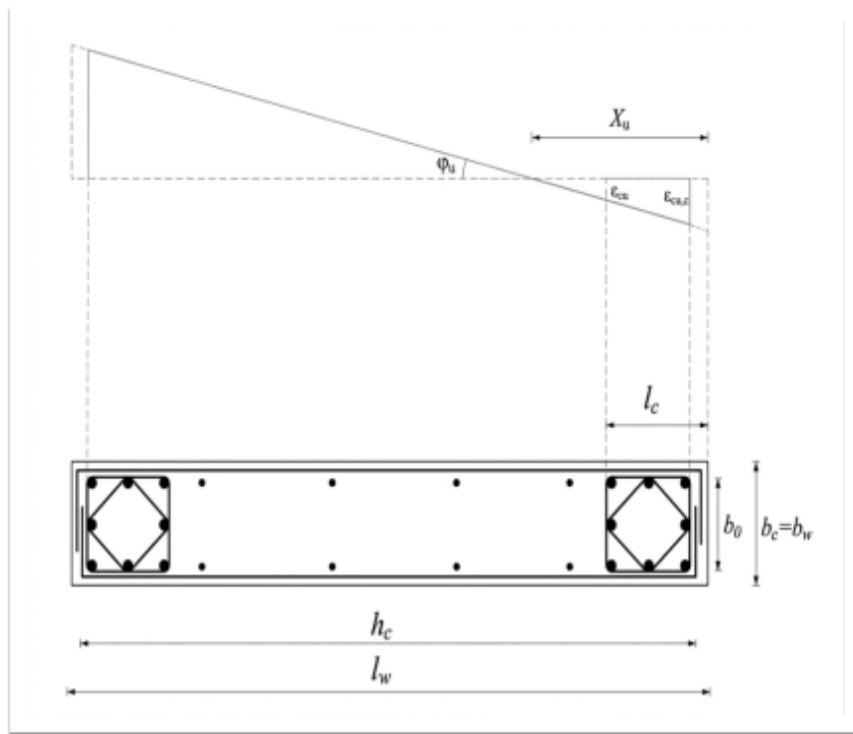


Figure V.17 : Éléments de rive pour les voiles-RPA 2024

- La longueur confinée l_c de l'élément de rive doit respecter la condition :

$$l_c \geq \max (0.15l_w ; 1.5b_w)$$

Avec :

l_w : La longueur du voile

b_w : La largeur de l'âme du voile

- Epaisseur confinée (b_c) :

$$\text{Si } l_c \leq \max (2b_w ; 0.2 l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_c}{15}$$

$$\text{Si } l_c > \max (2b_w ; 0.2 l_w) \rightarrow b_c \geq \frac{h_c}{10}$$

- **Voile type 01** ($l_w = 2.10 \text{ m}$)

➤ La longueur confinée l_c :

$$b_c = b_w = 0.20 \text{ m}; l_w = 2.10 \text{ m}$$

$$l_c \geq \max(0.15 \times 2.10 ; 1.5 \times 0.20) \rightarrow l_c \geq \max(0.32 ; 0.30)$$

On adopte : $l_c = 40 \text{ cm}$

➤ Epaisseur confinée (b_c) :

$$l_c = 40 \text{ cm} \leq \max(2b_w ; 0.2 l_w) = \max(2 \times 0.20 ; 0.2 \times 2.1) = \max(0.4 ; 0.42)$$

$$l_c = 40 \text{ cm} \leq 42 \text{ cm} \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15} = \frac{2.84}{15} = \mathbf{0.189}$$

On a: $b_c = \mathbf{0.20m} > \mathbf{0.189 m}$ C.V

- **Voile type 02** ($l_w = 2.70 \text{ m}$)

➤ La longueur confinée l_c :

$$b_c = b_w = 0.20 \text{ m}; l_w = 2.70 \text{ m}$$

$$l_c \geq \max(0.15 \times 2.7 ; 1.5 \times 0.20) \rightarrow l_c \geq \max(0.41 ; 0.30)$$

On adopte : $l_c = 50 \text{ cm}$

➤ Epaisseur confinée (b_c) :

$$l_c = 50 \text{ cm} \leq \max(2b_w ; 0.2 l_w) = \max(2 \times 0.20 ; 2 \times 2.70) = \max(0.4 ; 0.54)$$

$$l_c = 50 \text{ cm} < 54 \text{ cm} \rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15} = \frac{2.89}{15} = \mathbf{0.192}$$

On a : $b_c = \mathbf{0.20 m} > \mathbf{0.192 m}$ C.V

Le pourcentage des armatures longitudinales, dans les éléments de rive, doit rester au moins égal à 0.5% de la surface de la zone confinée

- **Voile type 01** ($l_w = 2.10 \text{ m}$)

$$A_v = 0.5\% \cdot b_c \cdot l_c \rightarrow A_v = 0.5\% \times 40 \times 40 = \mathbf{8 \text{ cm}^2}$$

- **Voile type 02** ($l_w = 2.70 \text{ m}$)

$$A_v = 0.5\% \cdot b_c \cdot l_c \rightarrow A_v = 0.5\% \times 40 \times 50 = \mathbf{10 \text{ cm}^2}$$

V.6.5.1 Calcul ferrailage des voiles en flexion composée :

On utilise logicielle socotec :

Tableau V.46 : Les résultats des ferrillages

Voile	A _s SOCOTEC (cm ²)	A _{min} BAEL (cm ²)	A _v (cm ²)	A _{adp} (cm ²)	
V1	6.88	4.14	8	18.47	12T14
V2	10.04	5.9	10	22.99	2x (6T14+2T12)

V.6.5.2 Calcul de l'espacement verticale :

Les armatures verticales, des éléments de rive, devraient être confinées avec des cadres et/ou des étriers horizontaux dont l'espacement vertical doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3}; 12.5 \text{ cm}; 6\Phi_l \right)$$

b_0 : repère ente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive.

Où : Φ_l représente le diamètre minimal des armatures longitudinales, dans les éléments de rive ; en outre $\Phi_l \leq 12 \text{ mm}$

- **Voile type 01** ($l_w = 2.10 \text{ m}$)

$$S_t \leq \min \left(\frac{35}{3} = 17.5 \text{ cm}; 12.5 \text{ cm}; 6 \times 1.4 = 8.4 \text{ cm} \right) \leq 8.4 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 8 \text{ cm}$

- **Voile type 02** ($l_w = 2.70 \text{ m}$)

$$S_t \leq \min \left(\frac{35}{3} = 17.5 \text{ cm}; 12.5 \text{ cm}; 6 \times 1.2 = 7.2 \text{ cm} \right) \leq 7.2 \text{ cm}$$

On adopte : $S_t = 7 \text{ cm}$

La distance horizontale entre deux barres verticales ligaturées ne doit pas dépasser **20 cm**.

V.6.5.3 Calcul des armatures transversales : (RPA 2024Art- 7.7.5)

La section des armatures de confinement dans les éléments de rive, (A_t), mesurée dans le sens parallèle à l'épaisseur du voile, doit être présente sur la hauteur (h_{cr}), et doit satisfaire les conditions :

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0.09 \cdot S_t \cdot b_0 \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \\ 0.03 \cdot S_t \cdot b_0 \cdot \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \cdot \frac{f_{c28}}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

- b_0 : représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive
- (A_g/A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée.

- **Voile type 01** ($l_w = 2.10 \text{ m}$)

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0.09 \times 8 \times 35 \times \frac{25}{500} = 1.26 \text{ cm}^2 \\ 0.03 \times 8 \times 35 \left(\frac{40 \times 40}{35 \times 35} - 1 \right) \times \frac{25}{500} = 0.13 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- **Voile type 02** ($l_w = 2.70 \text{ m}$)

$$A_t \geq \max \begin{cases} 0.09 \times 7 \times 25 \times \frac{25}{500} = 1.10 \text{ cm}^2 \\ 0.03 \times 7 \times 25 \left(\frac{1600}{1225} - 1 \right) \times \frac{25}{500} = 0.11 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

Tableau V.47 : Choix d'armatures

Voile	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix d'armatures	$A_{tadp} \text{ (cm}^2\text{)}$
V1	1.26	4T8 (2 cadres)	2.01
V2	1.10	4T8 (2 cadres)	2.01

V.6.6 Ferrailage de l'âme : (RPA 2024 Art - 7.7.4)

V.6.6.1 Calcul des armatures verticales :

Les armatures d'âme doivent se composer de deux treillis de barres ayant Les mêmes caractéristiques d'adhérence, reliés par des étriers espaces d'environ 500 mm.

Le diamètre maximal, $\Phi_{\max}$, des armatures d'âme doivent respecter la condition :

$$8 \text{ mm} \leq \Phi_{\max} \leq \frac{b_w}{8}$$

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.

Sur les joints de reprise de coulage, c'est aux aciers de couture que revient le poids tranchant dont la section doit être déterminée à l'aide de la formule :

$$A_{Vj} = 1.1 \left(\frac{\bar{V}}{f_c} \right)$$

On ajoute uniquement l'écart entre la section obtenue et celle des barres déjà présentes. Elle doit se composer d'armatures ayant un diamètre minimal de 10 mm.

- **Voile type (01 ; 02)**

$$8 \text{ mm} \leq \Phi_{\max} \leq \frac{200}{8} = 25 \text{ mm}$$

On adopte : $\Phi_{\max} = 12 \text{ mm}$

V.6.6.2 Calcul des espacements maximal :

$$S_{t-\max} \leq \min (25 \text{ cm} ; 25 \Phi_{\min}) \rightarrow S_{t-\max} \leq \min (25 \text{ cm} ; 25 \times 1.2 = 30 \text{ cm})$$

➤ **Voile type 01** $\rightarrow S_{t-\max} = 15 \text{ cm}$; **Voile type 02** $\rightarrow S_{t-\max} = 20 \text{ cm}$

V.6.6.3 Calcul de la section d'armature :

- **Voile type 01** ($l_w = 2.10 \text{ m}$)

$$A_{Vj} = 1.1 \left(\frac{1.4 \times 404.07 \times 10}{500} \right) = 12.44$$

- **Voile type 02** ($l_w = 2.70 \text{ m}$)

$$A_{Vj} = 1.1 \left(\frac{1.4 \times 338.30 \times 10}{500} \right) = 10.42$$

Tableau V.48 : Choix d'armatures

Voile	$A_t \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix d'armatures	$A_{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
V1	12.44	2x (8T12)	18.10
V2	10.42	2x (7T12)	15.83

V.6.6.4 Calcul des armatures 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.

Le ferrailage horizontal, nécessaire pour la résistance à l'effort tranchant, doit satisfaire l'équation suivant :

$$\frac{A_h}{s} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e}$$

➤ $\bar{V}$: effort tranchant de calcul, $\bar{V} = 1.4 V_u$

➤ z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

- **Voile type 01** ($l_w = 2.10 \text{ m}$)

$$A_h \geq \frac{\bar{V} \times s}{z \cdot f_e} \rightarrow A_h \geq \frac{1.4 \times 404.07 \times 10^3 \times 70}{1600 \times 500} = 49.49 \text{ mm}^2 = 0.50 \text{ cm}^2$$

- **Voile type 02** ($l_w = 2.70 \text{ m}$)

$$A_h \geq \frac{\bar{V} \times s}{z \cdot f_e} \rightarrow A_h \geq \frac{1.4 \times 338.30 \times 10^3 \times 70}{2200 \times 500} = 30.14 \text{ mm}^2 = 0.30 \text{ cm}^2$$

Tableau V.49 : Choix d'armatures

Voile	$A_h(\text{cm}^2)$	Choix d'armatures	$A_{h\text{-adp}}(\text{cm}^2)$
V1	0.50	2T10	1.57 cm^2
V2	0.30	2T10	1.57 cm^2

V.6.7 Vérifications :**V.6.7.1 Vérification de la ductilité locale : (RPA 2024 Art- 7.7.5)**

Conformément aux exigences du nouveau règlement parasismique (RPA 2024), pour les voiles de section rectangulaire, le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises ω_{wd} dans les éléments de rive doit satisfaire à la condition suivante :

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_\phi \cdot (V_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{syd} \left(\frac{b_c}{b_0} \right) - 0.035$$

Avec :

- α : coefficient d'efficacité du confinement
- μ_ϕ : valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.
- ε_{syd} : valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier.
- V_d : effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire.
- ω_v : pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes.
- Dans la zone critique à la base du voile, il est nécessaire d'établir une valeur minimale de « ω_{wd} » fixée à 0.12.
- Il est aussi important de s'assurer que la longueur comprimée des éléments de rive « $l_{c\text{-calcul}}$ » dépasse max (0.15 l_w ; 1.5 b_w).

➤ **Application sur les deux types du voile :**

- **Voile type 01** ($l_w = 2.10 \text{ m}$)

a) Calcul du rapport mécanique en volume des armatures de confinement « ω_{wd} » :

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

- V_{st} : volume des armatures de confinement.
- V_d : volume du noyau en béton.
- Le rapport (f_{yd}/f_{cd}) est donné par :

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e \cdot \gamma_b}{f_{c28} \cdot \gamma_s} = \frac{500 \times 1.2}{25 \times 1} = 24$$

➤ **Calcul du volume des armatures de confinement « V_{st} » :**

$$V_{st} = L \cdot \left(\pi \cdot \frac{\phi_l}{4} \right) \cdot N_{br}$$

➤ L : longueur totale des armatures des confinements.

$$L = (35 \times 4) + (5 \times 2) + (35 \times 2 + 15 \times 2 + 5 \times 2) \times 2 = 370 \text{ cm}$$

➤ N_{br} : nombre totale des armatures de confinement, est déterminé par :

$$N_{br} = \frac{(h_{cr} - 10\text{cm})}{S_t} = \frac{284 - 10}{8} \approx 35$$

Donc :

$$V_{st} = 370 \cdot \left(\pi \cdot \frac{0.8^2}{4} \right) \cdot 35 = 6506.08 \text{ cm}^3$$

➤ **Calcul du volume du noyau du béton « V_b » :**

$$V_b = h_{cr} \cdot S_c \rightarrow V_b = 284 \times 1600 = 454400 \text{ cm}^3$$

Donc:

$$\omega_{wd} = \frac{6506.08}{454400} \times 24 = 0.34 > 0.12 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Calcul de coefficient d'efficacité du confinement « α » :

La formule ci-dessous est utilisée pour calculer le coefficient d'efficacité du confinement :

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

Avec:

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{(6 \cdot b_0 \cdot h_0)} \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{S_t}{2 \cdot b_0}\right) \cdot \left(1 - \frac{S_t}{2 \cdot h_0}\right) \end{cases}$$

➤ n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles.

➤ b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

$$\rightarrow \begin{cases} \alpha_n = 1 - 12 \times \frac{12^2}{6 \times 35 \times 35} = 0.76 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{8}{2 \times 35}\right) \times \left(1 - \frac{8}{2 \times 35}\right) = 0.78 \end{cases}$$

$$\alpha = 0.76 \times 0.78 = 0.60$$

c) Calcul de la valeur requise du coefficient de ductilité en courbure « μ_ϕ » :

La formule suivante est utilisée pour déterminer la valeur nécessaire du coefficient de ductilité en courbure :

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \frac{T_2}{T_0} & \text{si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

- M_{ED} est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de hcr) à la base du mur (cf. Figure (7. I 3) -RPA 2024).
- M_{RD} est le moment de résistance à la flexion de calcul.

Avec : $T_0 = 0.54 \text{ s} < T_2 = 0.4 \text{ s}$

$M_{ED} = 494.37 \text{ KN.m}$;

$M_{RD} = 1272 \text{ KN.m}$; (calculé à l'aide de socotec)

$$\mu_\phi = 2 \left[\left(\frac{4.5}{1.05} \times \frac{494.38}{1272} \right) - 1 \right] = 2.33$$

d) Calcul de l'effort normal réduit « V_d » :

L'effort normal réduit est calculé dans (cf. § 3.9.6).

$$v_d = \frac{1089.49 \times 10}{(20 \times 210) \times 25} = 0.10$$

e) Calcul du pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes « ω_v » :

La formule suivante est utilisée pour calculer le pourcentage standardisé des armatures verticales d'âmes.

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

- A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile

$$\omega_v = \frac{18.10}{(210 - 2 \times 40) \cdot 20} \times 24 = 0.17$$

f) Calcul de la valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier « $\epsilon_{sy d}$ » :

La formule suivante est utilisée pour calculer la valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier :

$$\epsilon_{sy d} = \frac{f_e}{E_s}$$

$$\varepsilon_{sy d} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

Donc:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (V_d + \omega_V) \cdot \varepsilon_{sy d} \left(\frac{b_c}{b_0} \right) - 0.035$$

$$\omega_{wd} = 0.34 > \frac{30 \times 2.33 \times (0.10 + 0.17) \times 0.0025 \times \left(\frac{40}{35} \right) - 0.035}{0.60} = 0.033$$

Donc la condition est vérifiée

g) Calcul de la position de l'axe neutre « χ_u » :

On peut estimer la position de l'axe neutre « χ_u », correspondant à la courbure ultime après rupture du béton situé en dehors du noyau, qui limite les éléments de rive, comme suit :

$$\chi_u = (V_d + \omega_V) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0}$$

$$\chi_u = (0.10 + 0.17) \cdot \frac{210 \times 40}{35} = 64.8 \text{ cm}$$

h) Calcul du raccourcissement limite à la rupture du béton comprimé « $\varepsilon_{cu .c}$ » :

La formule suivante est utilisée pour calculer la contraction limite à la rupture du béton comprimé :

$$\varepsilon_{cu .c} = 0.0035 + 0.1 \alpha \cdot \omega_{wd}$$

$$\varepsilon_{cu .c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.60 \times 0.34 = 0.024$$

I) Calcul la longueur comprimée des parties de rive « $l_{c.calcul}$ » :

La formule ci-après est utilisée pour calculer la longueur compressée des éléments de rive :

$$l_{c.calcul} = \chi_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu .c}} \right)$$

$$l_{c.calcul} = 64.8 \cdot \left(1 - \frac{0.0035}{0.024} \right) = 55.35 \text{ cm} > \max (0.15l_w ; 1.5b_w) = 32 \text{ cm} \dots\dots\dots C.V$$

Donc la condition est vérifiée

• Voile type 02 ($l_w = 2.70 \text{ m}$)

Les dispositions réglementaires et les relations de calcul ayant été détaillées dans la vérification du voile type 1 ; on se limite ici à l'application numérique du voile 2

a) Calcul du rapport mécanique en volume des armatures de confinement « ω_{wd} » :

$$\omega_{wd} = \frac{V_{st}}{V_b} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e \cdot \gamma_b}{f_{c28} \cdot \gamma_s} = \frac{500 \times 1.2}{25 \times 1} = 24$$

➤ Calcul du volume des armatures de confinement « V_{st} » :

$$V_{st} = L \cdot \left(\pi \cdot \frac{\phi_l}{4} \right) \cdot N_{br}$$

$$L = (35 \times 4 + 5 \times 2) + (35 \times 2 + 15 \times 2 + 5 \times 2) + (47.5 \times 2 + 15 \times 2 + 5 \times 2) = 395 \text{ cm}$$

$$N_{br} = \frac{(h_{cr} - 10 \text{ cm})}{S_t} = \frac{289 - 10}{7} \approx 40$$

Donc :

$$V_{st} = 395 \cdot \left(\pi \cdot \frac{0.8^2}{4} \right) \cdot 40 = 7937.92 \text{ cm}^3$$

➤ Calcul du volume du noyau du béton « V_b » :

$$V_b = h_{cr} \cdot S_c \rightarrow V_b = 289 \times 1600 = 462400 \text{ cm}^3$$

Donc:

$$\omega_{wd} = \frac{7937.92}{462400} \times 24 = 0.41 > 0.12 \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

c) Calcul de coefficient d'efficacité du confinement « α » :

La formule ci-dessous est utilisée pour calculer le coefficient d'efficacité du confinement :

$$\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$$

Avec:

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum_n \frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{S_t}{2 \cdot b_0} \right) \cdot \left(1 - \frac{S_t}{2 \cdot h_0} \right) \end{cases}$$

$$\rightarrow \begin{cases} \alpha_n = 1 - 16 \times \frac{16^2}{6 \times 35 \times 35} = 0.44 \\ \alpha_s = \left(1 - \frac{7}{2 \times 35} \right) \times \left(1 - \frac{7}{2 \times 35} \right) = 0.81 \end{cases}$$

$$\alpha = 0.44 \times 0.81 = 0.36$$

c) Calcul de la valeur requise du coefficient de ductilité en courbure « μ_ϕ » :

La formule suivante est utilisée pour déterminer la valeur nécessaire du coefficient de ductilité en courbure :

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \frac{T_2}{T_0} & \text{si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

Avec : $T_0 = 0.54 \text{ s} < T_2 = 0.4 \text{ s}$

$M_{ED} = 979.37 \text{ KN.m}$;

$M_{RD} = 2075 \text{ KN.m}$; (calculé à l'aide de socotec)

$$\mu_\phi = 2 \left[\left(\frac{4.5}{1.05} \times \frac{979.37}{2075} \right) - 1 \right] = 2.05$$

d) Calcul de l'effort normal réduit « V_d » :

L'effort normal réduit est calculé dans (cf. § 3.9.6).

$$v_d = \frac{765.36 \times 10}{(20 \times 270) \times 25} = 0.057$$

e) Calcul du pourcentage normalisé des armatures verticales d'âmes « ω_v » :

La formule suivante est utilisée pour calculer le pourcentage standardisé des armatures verticales d'âmes.

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

- A_{sv} : Section de ferrailage correspondant à la section de l'âme du voile

$$\omega_v = \frac{15.83}{(270 - 2 \times 50) \cdot 20} \times 24 = 0.11$$

f) Calcul de la valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier « $\epsilon_{sy d}$ » :

La formule suivante est utilisée pour calculer la valeur de la déformation à la limite élastique de l'acier :

$$\epsilon_{sy d} = \frac{f_e}{E_s}$$

$$\epsilon_{sy d} = \frac{500}{200000} = 0.0025$$

Donc:

$$\alpha \cdot \omega_{wd} \geq 30 \cdot \mu_{\phi} \cdot (V_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{syd} \left(\frac{b_c}{b_0} \right) - 0.035$$

$$\omega_{wd} = 0.41 > \frac{30 \times 2.05 \times (0.057 + 0.11) \times 0.0025 \times \left(\frac{40}{35} \right) - 0.035}{0.36} = 0.015$$

Donc la condition est vérifiée

g) Calcul de la position de l'axe neutre « χ_u » :

On peut estimer la position de l'axe neutre « χ_u », correspondant à la courbure ultime après rupture du béton situé en dehors du noyau, qui limite les éléments de rive, comme suit :

$$\chi_u = (V_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0}$$

$$\chi_u = (0.057 + 0.11) \cdot \frac{270 \times 40}{35} = 51.53 \text{ cm}$$

h) Calcul du raccourcissement limite à la rupture du béton comprimé « $\varepsilon_{cu.c}$ » :

La formule suivante est utilisée pour calculer la contraction limite à la rupture du béton comprimé :

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1 \alpha \cdot \omega_{wd}$$

$$\varepsilon_{cu.c} = 0.0035 + 0.1 \times 0.36 \times 0.41 = 0.018$$

I) Calcul la longueur comprimée des parties de rive « $l_{c.calcul}$ » :

La formule ci-après est utilisée pour calculer la longueur compressée des éléments de rive :

$$l_{c.calcul} = \chi_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}} \right)$$

$$l_{c.calcul} = 51.53 \times \left(1 - \frac{0.0035}{0.018} \right) = 41.51 \text{ cm} > \max (0.15l_w ; 1.5b_w) = 41 \text{ cm}$$

Donc la condition est vérifiée

V.6.7.2 Vérification à E.L.U :

a) Vérification stabilité de forme : (BAEL 91/99 Art-B.8.4.1)

Il est nécessaire de contrôler la stabilité de forme des voiles (contrôle de flambement), exigé par le DTR-B.C 2.42, en utilisant l'équation suivante :

$$N_u = \alpha \times \left(\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A_s \times \frac{f_e}{\gamma_s} \right)$$

Les paramètres suivent les mêmes principes que ceux appliqués aux poteaux, à l'exception de:

➤ La longueur de flambement, elle est prise égale à :

$$l_f = \begin{cases} 0.80.h_e & \text{.....Pour un voile avec un plancher du deux cote} \\ 0.85.h_e & \text{.....Pour un voile avec un plancher d'un seul cote} \end{cases}$$

➤ La section réduite du voile ; elle prise égale a :

$$B_r = l_w \cdot (b_w - 2 \text{ cm})$$

• Charge ultime résistante :

$$N_{u-\max} = 1116.73 \text{ KN} < N_{u-\lim} = 2631.51 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tableau V.50 : Vérification de stabilité de forme selon RPA 2024.

Voile	$l_f(\text{m})$	λ	α	$B_r(\text{m}^2)$	$A_s(\text{cm}^2)$	$N_{u-\lim}(\text{KN})$	$N_u(\text{KN})$	condition
V1	2.270	39.28	0.68	0.37	51.96	7705.3	1151.27	Vérifie
V2	2.312	39.28	0.68	0.48	58.74	9633.1	715.91	Vérifie

V.6.7.3 Vérification à E.L.S :

➤ **Vérification des contraintes aux états limites de service :(BAEL 91/99 Art-A.4.5.2)**

a) État limite de compression du béton

Les résultats de la vérification, obtenus à l'aide du logiciel **Robot Analyses structural**, sont synthétisés dans le tableau ci-dessous :

Tableau V.51 : Vérification de la contrainte maximale dans le béton comprimé

Voile	$\sigma_o(\text{MPa})$	$\sigma_e(\text{MPa})$	$\sigma_{adm}(\text{MPa})$	Condition
V1	1.24	2.60	15.00	Vérifie
V2	2.66	3.37		

b) Dans l'acier :

La fissuration est peu préjudiciable, donc aucune vérification à faire pour les armatures.

V.6.8 Schéma de ferrailage :

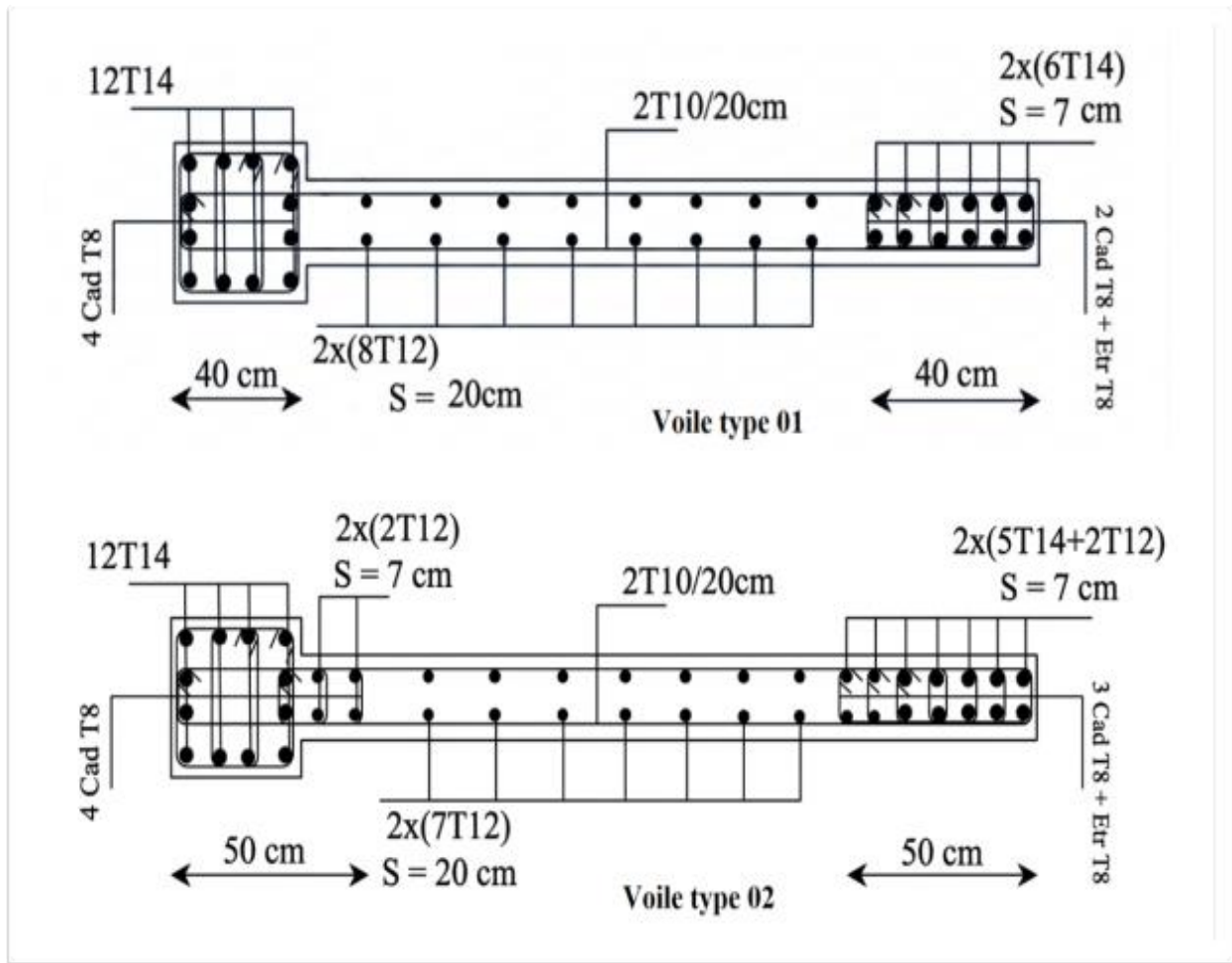


Figure V.18 : Schéma de ferrailage des voiles (01 ; 02)

V.7 Conclusion :

Ce chapitre a porté sur le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux principaux du bâtiment, conformément au RPA 2024 et au BAEL 91 révisé 99. Les vérifications menées aux états limites ultimes, de service et accidentels — y compris sous les combinaisons sismiques — confirment que les sections et armatures retenues garantissent la résistance, la stabilité et la sécurité de la structure face aux sollicitations envisagées.

Chapitre VI

Étude de L'infrastructure

VI.1 Introduction :

L'infrastructure regroupe la partie enterrée de l'ouvrage, dont la fonction est de transmettre en toute sécurité les charges de la superstructure au sol d'assise. Ce chapitre porte sur le choix et le dimensionnement des fondations, une fois connues les sollicitations issues des combinaisons mécaniques et sismiques, en tenant compte des caractéristiques géotechniques du sol et de la disposition des éléments porteurs.

Conformément au RPA 2024 et au BAEL 91/99, l'objectif est d'aboutir à un système de fondation stable et homogène, capable de limiter les tassements différentiels et d'assurer la stabilité globale de l'ouvrage sous séisme.

VI.2 Calcule des fondations :

Le dimensionnement des fondations requiert impérativement la connaissance de deux paramètres fondamentaux : la descente de charges totale de l'ouvrage finalisé et la capacité portante du sol d'assise. À ce titre, le rapport d'étude géotechnique indique que le terrain présente une **contrainte admissible de 2.00 bars**

La méthode de calcul des fondations est la suivante :

- Dimensionnement à l'E.L. S : $N_{ser} = G + Q$;
- Ferrailage à l'E.L. U : $N_u = 1.35 G + 1.5 Q$;
- Vérification de la stabilité et des contraintes à l'état accidentel :

$$G + \psi \cdot Q \pm 1.4 \cdot E_1$$

$$G + \psi \cdot Q \pm 1.4 \cdot E_2$$

Avec :

$$E_1 = \pm E_x \pm 0.42 E_y \dots \dots \dots \text{(RPA 2024)}$$

$$E_2 = \pm 0.42 E_x \pm E_y \dots \dots \dots \text{(RPA 2024)}$$

VI.3 Choix du type des fondations :

La sélection du type de fondations repose principalement sur les critères suivants :

- La capacité portante du sol.
- Les Charges transmises au sol.
- La distance entre axes des poteaux.
- La caractéristique du sol.
- La profondeur du sol résistant.
- On a trois types des fondation (semelle isolée ; semelle filante et radier générale)

a) Vérification des semelles isolées :

La vérification se fait à l'aide de la formule suivant : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Pour cette vérification on prend la semelle la plus sollicitée

➤ N : L'effort normal agissant sur la semelle obtenue par **(Robot Structural Analysis)**

➤ σ_{adm} : Contrainte admissible du sol.

➤ Le poteau le plus sollicité à une section carrée ($B \times B$), donc $S = B^2$

➤ $N_s = 1118.08 \text{ kN}$; $\sigma_{adm} = 2 \text{ bars}$

$$\frac{N_s}{S} \leq \sigma_{adm}$$

$$B^2 \geq \frac{N_s}{\sigma_{adm}} \rightarrow B = \sqrt{\frac{N_s}{\sigma_{adm}}} = \sqrt{\frac{1118.08}{200}} = 2.36 \text{ m}$$

Vu que l'entraxe minimal des poteaux est de 1.60 m, on remarque qu'il va avoir un chevauchement entre les semelles. Ce qui revient à dire que ce type de semelles ne convient pas à notre cas.

b) Vérification des semelles filantes :

Nous proposons initialement d'implanter des semelles filantes. Il est toutefois nécessaire de vérifier au préalable la faisabilité de cette solution de fondation avant de l'adopter.

- La surface des semelles doit être inférieure à 50 % de la surface totale du bâtiment :

➤ N_{TOTAL} : l'effort normal du aux charges verticales

On a : $N_{TOTAL} = 89407 \text{ kN}$ et $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

La surface du bâtiment est : $S_{bâtiment} = 458.48 \text{ m}^2$

$$S_s \geq \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{89409}{200} = 447.03 \text{ m}^2$$

$$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} < 50 \% \rightarrow \frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} = \frac{447.03}{458.48} = 0.97 \rightarrow 97 \% > 50\%$$

Selon la pratique habituelle découlant du DTR BC 2.331, lorsque le rapport (S_s/S_b) dépasse 50 %, les semelles se rapprochent beaucoup ou se chevauchent, ce qui conduit généralement à l'adoption d'un radier général.

c) Vérifications des radier :

En raison de la hauteur de la structure, des charges importantes transmises par la superstructure, ainsi que de la forte densité de voiles de contreventement, le recours à un radier général s'est imposé comme le système de fondation le plus adapté. Ce choix se justifie également par la moyenne de la capacité portante du sol de fondation. Ce type de fondation présente de nombreux avantages mécaniques et économiques :

- Répartition uniforme des charges
- Limitation des tassements différentiels
- Excellente base pour les voiles
- Économie de terrassement
- Gain de temps sur le coffrage
- Rapidité d'exécution.

VI.4 Radier générale :

Un radier général est une base superficielle formée d'une dalle de béton armé homogène qui couvre l'ensemble de la surface au sol du bâtiment, servant de plateforme unique pour la distribution des charges.

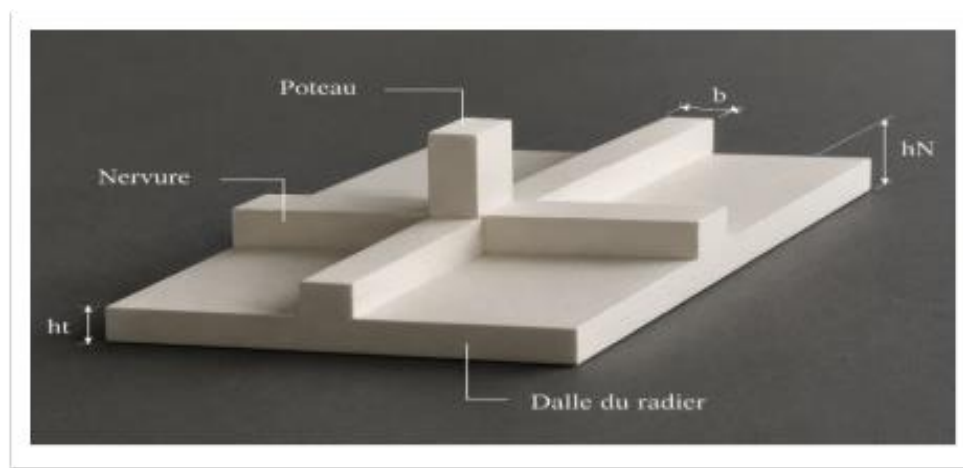


Figure VI.1 : Radier générale

On a plusieurs types des radier sont présente comme suit :

- Le radier plat
- Le radier nervuré
- Le radier champignon
- Le radier voûte

VI.4.1 Prédimensionnement du radier nervuré :

On considère un radier comme un plancher inversé mais fortement sollicité lors de son calcul (Réaction au sol $\approx$ poids global de la structure). Il se compose d'une plaque d'épaisseur uniforme fixée par les critères suivants :

VI.4.1.1 Epaisseur de Nervuré du radier :

Pour garantir une rigidité transversale suffisante et assurer un comportement monolithique de la structure, la hauteur totale (h) des nervures doit être pré-dimensionnée à partir de la plus grande portée ($L_{\max}$) entre les axes des poteaux, **selon les conditions suivantes :**

➤ **Formule empirique :**

$$h_n \geq \frac{L_{\max}}{10} = \frac{470}{10} = 47 \text{ cm}$$

On prend : $h_n = 50 \text{ cm}$

➤ **Condition d'épaisseur minimale :**

Pour se conformer aux exigences minimales de construction pour les fondations superficielles de grande ampleur, la hauteur totale du radier doit répondre à la condition suivante :

$$h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$$

➤ **Condition forfaitaire : (BAEL 91/99 Annexe E.3)**

$$\frac{L_{\max}}{8} \leq h_r \leq \frac{L_{\max}}{5} ; L_{\max} = 4.70 \text{ m}$$

$$\frac{470}{8} = 58.75 \text{ cm} \leq h_r \leq \frac{470}{5} = 94 \text{ cm}$$

On prend : $h_r = 85 \text{ cm}$

➤ **Condition de la longueur élastique : (BAEL91/99 ; Art-B.6.5)**

$$L_e = \left(\frac{4 \times EI}{K \times b} \right)^{\frac{1}{4}} \geq \frac{2L_{\max}}{\pi}$$

Avec:

- L_e : Longueur élastique.
- $L_{\max}$: Entre axes maximal des poteaux parallèlement aux nervures.
- E_{vj} : Le module de Young. Contrainte normale appliquée est de longue durée ($E_{vj} = 3.2 \times 10^4 \text{ MPa}$).
- b : Largeur de nervure du radier = largeur du poteau + 10 cm = 40 + 10 = 50 cm
- I : Inertie de la section du radier. ($I = b \times h \times (r^3/12)$).
- K : Coefficient de raideur du sol, rapporté à l'unité de surface. ($K = 24.8 \text{ MPa/m}$).

À partir de la condition précédente, nous obtenons l'expression de h :

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{\max} \right)^4 \frac{K}{E_{vj}}} = \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} 4.70 \right)^4 \frac{25}{3.2 \times 10^4}} = 40.00 \text{ cm}$$

- En conclusion, l'épaisseur minimale normalisée qui satisfait simultanément aux quatre conditions énoncées ci-dessus est fixée à $h = 80 \text{ cm}$; avec une largeur $b = 40 \text{ cm}$

VI.4.1.2 Calcule l'épaisseur de la dalle du radier : (BAEL91/99 ; Art-B.6.8.42)

L'épaisseur de la dalle du radier est régie par la condition suivante :

$$e \geq \frac{L_{\max}}{20} = \frac{470}{20} = 23.5 \text{ cm}$$

On adopte : $e = 35 \text{ cm}$

VI.4.1.3 Calcule la surface du radier : (DTR BC 2.331)

La surface requise pour le radier se calcule selon l'expression : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{\text{sol}}$

Les charges imposées au radier représentent l'addition des réactions d'appui selon l'État Limite de Service (ELS) et selon les combinaisons accidentelles, comme spécifié par la norme RPA 2024. « Ces données proviennent directement des résultats condensés de la modélisation structurale réalisée à l'aide du logiciel Robot Structural Analysis Professional 2024. »

Avec :

$$\sigma_{\text{sol}} = 2.00 \text{ bars ; } N = N_{\text{ser}} = 89408 \text{ KN}$$

$$S \leq \frac{N}{\sigma_{\text{sol}}} = \frac{89408}{200} = 447.03 \text{ m}^2$$

On adopte un débord de $D = 40 \text{ cm}$ sur tout le contour de la structure, la surface d'assise du radier S_{radier} devient :

$$S_{\text{radier}} = 504.48 \text{ m}^2$$

VI.4.2 Détermination de la hauteur de la poutre de libage :

$$\frac{L}{9} \leq h \leq \frac{L}{6} \rightarrow \frac{470}{9} = 52.22 \text{ cm} \leq h \leq \frac{470}{6} = 78.33 \text{ cm}$$

On prend : $h = 70 \text{ cm}$; $b = 50 \text{ cm}$; $d = 64 \text{ cm}$

VI.4.3 Vérification la stabilité au renversement :

Quelle que soit la nature de la fondation (superficielle ou profonde), la résultante des forces verticales et sismiques est tenue de présenter un décalage limité au centre de la base des composants garantissant la stabilité contre le renversement.

$$\begin{cases} e_x = \frac{M_Y}{N} < \frac{L_X}{4} \\ e_y = \frac{M_X}{N} < \frac{L_Y}{4} \end{cases}$$

On adopte les valeurs du moment à l'aide du logiciel robot analyse structurale.

Avec:

$$M_X = 1126.56 \text{ KN.m; } M_Y = 1168.19 \text{ KN.m; } L_X = 28.00 \text{ m; } L_Y = 22.10 \text{ m; } N = 89408 \text{ KN}$$

$$\begin{cases} e_x = \frac{M_Y}{N} = \frac{1168.19}{89408} = 0.013 \text{ m} < \frac{L_X}{4} = \frac{28}{4} = 7 & \dots\dots\dots \text{C.V} \\ e_y = \frac{M_X}{N} = \frac{1126.56}{89408} = 0.012 \text{ m} < \frac{L_Y}{4} = \frac{22.10}{4} = 5.52 & \dots\dots\dots \text{C.V} \end{cases}$$

VI.4.4 Vérification au poinçonnement : (BAEL91/99 ; Art-A.5.2.42)

On doit vérifier la condition suivante :

$$N_u \leq 0.045 \times U_c \times h \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

N_u : charge ultime de calcul (ELU)

h : Epaisseur totale du radier.

➤ Pour les poteaux :

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

$$U_c = 2 \times (400 + 850) + 2 \times (400 + 850) = 5000 \text{ mm}$$

$$N_u \leq 0.045 \times 5000 \times 850 \times \frac{25}{1.5} = 3187.50 \text{ KN}$$

$$N_u = 1118.08 \text{ KN} \leq 3187.50 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

➤ Pour les voiles :

$$U_c = 2 \times (a + h) + 2 \times (b + h)$$

$$U_c = 2 \times (2100 + 850) + 2 \times (200 + 850) = 8000 \text{ mm}$$

$$N_u \leq 0.045 \times 8000 \times 850 \times \frac{25}{1.5} = 5100 \text{ KN}$$

$$N_u = 1675.32 \text{ KN} \leq 5100 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc pas de risque au poinçonnement pour les deux éléments (poteaux ; voiles)

VI.4.5 Vérification des contraintes pour la poutre de libage : (CBA 93 ; A-4.5,2)

En tenant compte du poids propre du radier et de la poutre : (BAEL 91/99 ; Art-A.3.1)

$$G_{\text{radier}} = \gamma_b [h_r \times S_r + h_p \times b_p \times \sum L_i]$$

Avec :

γ_b : Le poids volumique du béton armé.

h_r : L'épaisseur (hauteur) de la dalle du radier.

S_r : La surface totale du radier.

h_p : La hauteur de la retombée de la poutre de libage.

b_P : La largeur de la poutre de libage.

L_i : La longueur totale cumulée (linéaire) de toutes les poutres de libage du projet.

$$G_{\text{radier}} = 25 [0.35 \times 504.48 + 0.7 \times 0.5 \times 242.6]$$

$$G_{\text{radier}} = 6536.95 \text{ KN}$$

➤ ELS :

$$N_{\text{ser}} = 89408 + 6536.95 = 95944.95 \text{ KN}$$

$$\frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} \leq \sigma_{\text{sol}} \rightarrow \frac{95944.95}{504.48} = 190.18 \text{ 200 KN/m}^2 \leq 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VI.4.6 Vérification de la contrainte de cisaillement : (BAEL91/99 ; Art-A.5.1)

On doit vérifier la condition suivante :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b_0 \times d} \leq \frac{0.07 f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec :

V_u : l'effort tranchant ultime est tiré de logiciel robot.

a) Vérification A E.L.U (situation durable) :

$$\tau_u = \frac{625.61}{1000 \times 720} = 0.86 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \times 25}{1.5} = 1.16 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

b) Vérification A E.L.A (situation accidentelle) :

$$\tau_u = \frac{737.58}{1000 \times 720} = 1.02 \text{ MPa} \leq \frac{0.07 \times 25}{1.2} = 1.45 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Donc pas de risque de cisaillement

VI.4.7 Vérification de l'effet sous pression : (DTR BC 2.331 ; Art-3.643)

Cette vérification est nécessaire pour assurer la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis du soulèvement, due à la pression hydrostatique. La condition qu'il faut remplir est la suivante :

$$W \geq \alpha \times \gamma \times h \times S_r$$

Avec :

W : Poids propre 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 ($h = 2.50 \text{ m}$).

S_r : Surface du radier ($S_r = 504.48 \text{ m}^2$).

$$W = 120539.26 \text{ KN} \geq 1.5 \times 10 \times 2.5 \times 504.48 = 18918 \text{ KN}$$

Donc pas de risque de soulèvement du bâtiment sous l'effet de la pression hydrostatique.

VI.4.8 Vérification de la contrainte du sol sous radier :

(DTR BC 2.331 Chapitre III : Justification des fondations)

La vérification de la capacité portante sous radier implique de contrôler que la contrainte de contact (pression maximale appliquée par la structure) demeure en dessous de la contrainte admissible du sol σ_{sol} , déterminée par l'étude géotechnique. Cette étape assurée la stabilité générale de la structure et préserver les tassements dans les limites tolérables.

On va vérifier σ_{sol} moyenne avec σ_{adm} a (ELS, ELU et ELA) :

$$\sigma_{\text{sol moy}} = \frac{1}{4}(\sigma_{\text{max}} + \sigma_{\text{min}}) \leq 1.5 \times \sigma_{\text{adm}}$$

Avec :

$\sigma_{\text{max}}, \sigma_{\text{min}}$: Contrainte calcule par logiciel robot.

σ_{adm} : Contrainte admissible du sol, donnée par l'étude géotechnique. $\sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bars}$

➤ **A E.L.U :**

$$\sigma_{\text{sol moy}} = \frac{1}{4}(3 \times 1.37 + 0.86) = 1.24 \text{ bars} \leq 1.5 \times 2 = 3 \text{ bars}$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{sol moy}} = 1.24 \text{ bars} < \sigma_{\text{adm}} = 3 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

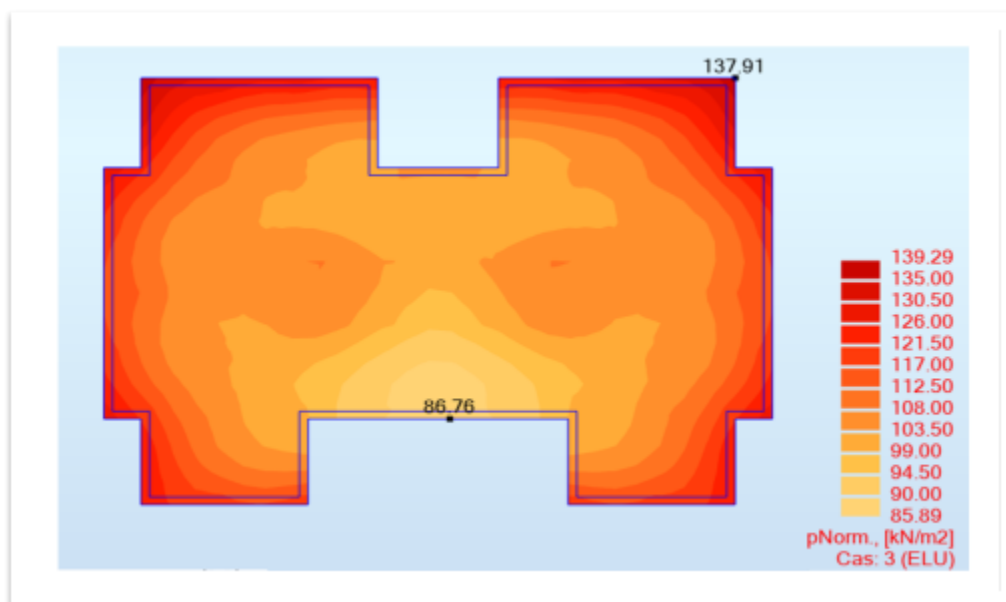


Figure VI.2 : Réaction de sol à ELU

➤ A E.L.S :

$$\sigma_{\text{sol moy}} = \frac{1}{4}(3 \times 1.06 + 0.64) = 0.96 \text{ bars} \leq \sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bars}$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{sol moy}} = 0.96 \text{ bars} < \sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

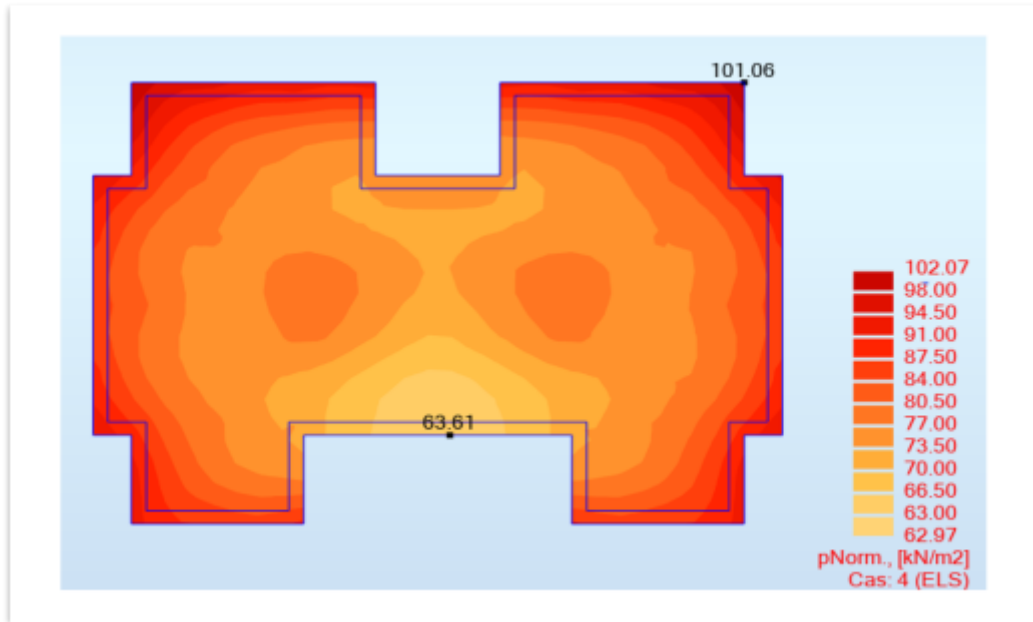


Figure VI.3 : Réaction de sol à ELS

➤ A E.L.A :

$$\sigma_{\text{sol moy}} = \frac{1}{4}(3 \times 1.44 + 0.65) = 1.24 \text{ bars} \leq \sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bars}$$

$$\rightarrow \sigma_{\text{sol moy}} = 1.10 \text{ bars} < \sigma_{\text{adm}} = 2 \text{ bars} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

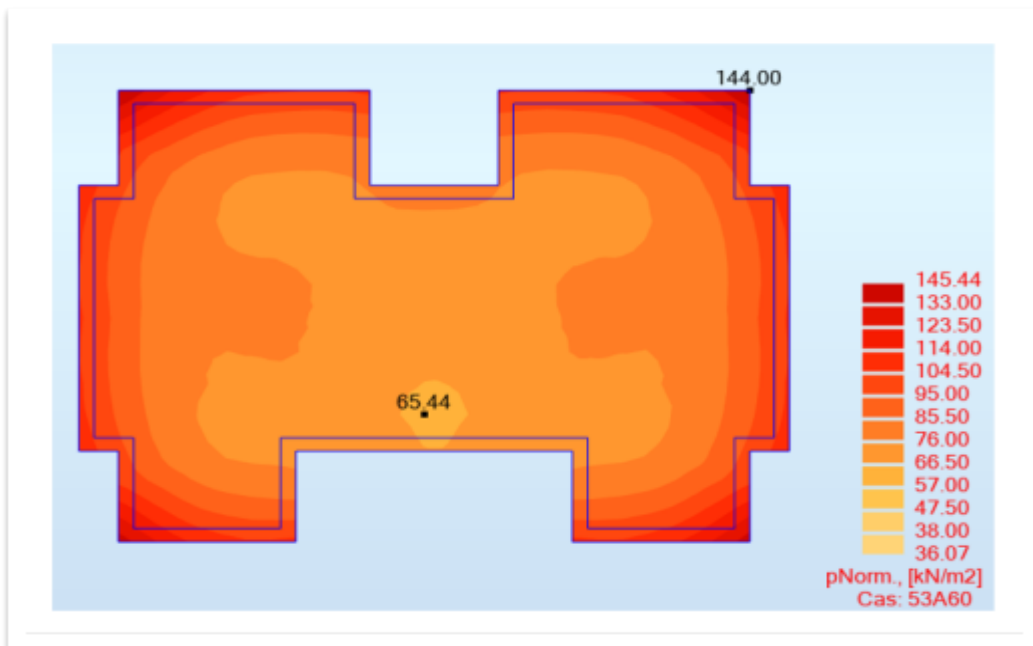


Figure VI.4 : Réaction de sol à ELA

VI.4.9 Évaluation des charges pour le calcul du radier :

L'évaluation des charges à l'État Limite de Service (ELS) pour le calcul du ferrailage du radier est conduite selon les combinaisons de l'article **A.4.1.3 du CBA 93**. En outre, le calcul des sections d'armatures est subordonné aux dispositions de l'article **A.4.5,3 du CBA 93** concernant les états limites d'ouverture des fissures en situation de fissuration préjudiciable.

$$Q = \sigma_{\max} = \frac{N_{\text{ser}}}{S_{\text{radier}}} = \frac{89408}{504.48} = 177.23 \text{ KN/m}^2$$

$$\sigma_{\max} = \gamma_b \times h = 21.25 \text{ KN/m}^2$$

$$Q = \sigma_{\max} - \sigma_{\text{radier}} = 156 \text{ KN/m}^2$$

Donc la charge en « m² » à prendre en compte dans le calcul du ferrailage du radier est de :

$$Q = 156 \text{ KN/m}^2$$

VI.4.10 Ferrailage du radier :

Le radier est assimilé à un plancher inversé reposant sur les voiles porteurs, lesquels jouent le rôle d'appuis. Il est soumis à une pression uniformément répartie résultant des charges permanentes et des charges d'exploitation transmises par la superstructure. Son dimensionnement est réalisé conformément aux méthodes de calcul prévues par le BAEL 91 révisé 99.

Compte tenu des conditions d'exploitation, la fissuration est considérée comme préjudiciable, le radier pouvant être exposé alternativement à des phases d'immersion et d'émersion en eau douce.

➤ Pour le calcul, les valeurs des moments sont extraites du logiciel robot structural.

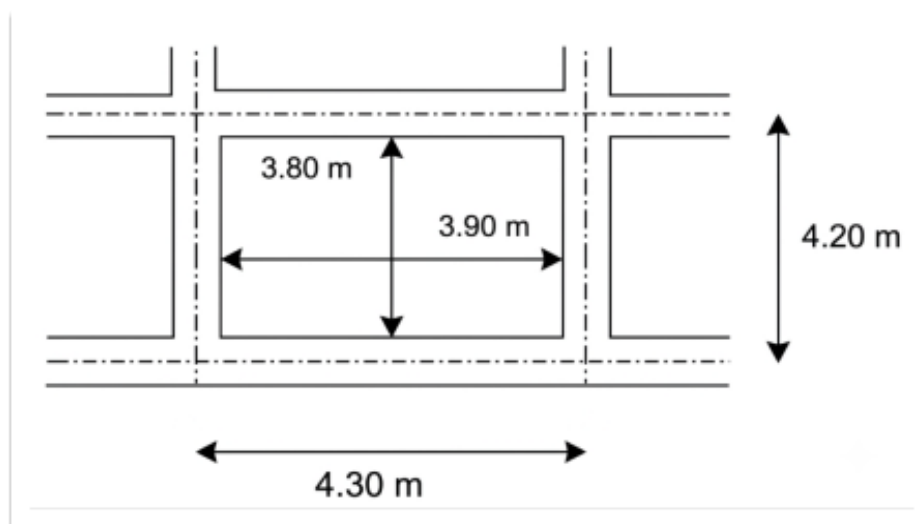


Figure VI.5 : Schéma du panneau le plus défavorable

VI.4.10.1 Calcul du ferrailage :**a) Sens x-x : (L_x)****➤ En travée :**

$M_{t-x} = 105.10 \text{ KN.m}$; $h = 35 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 31 \text{ cm}$

• Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_{t-x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{105.10 \times 10^6}{1000 \times 310^2 \times 14.17} = \mathbf{0.077}$$

• Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' » :

$$\mu = 0.077 < \mu_e = 0.371 \rightarrow A' = 0$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

• Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.077}) = \mathbf{0.100}$$

• Bras de levier du couple interne :

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.310 \times (1 - 0.4 \times 0.100) = \mathbf{0.297 \text{ m}}$$

• Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_{t-x}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{105.10 \times 10^6}{297 \times 434.78} = \mathbf{813.01 \text{ mm}^2 = 8.14 \text{ cm}^2}$$

On adopte : 6T14 de section $9.24 \text{ cm}^2/\text{ml}$. Avec un espacement de 20 cm

➤ Sur appui :

$M_{t-x} = 78.82 \text{ KN.m}$; $h = 35 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 31 \text{ cm}$

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_{t-x}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{78.82 \times 10^6}{1000 \times 310^2 \times 14.17} = \mathbf{0.057}$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' » :

$$\mu = 0.057 < \mu_e = 0.371 \rightarrow A' = 0$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.057}) = \mathbf{0.073}$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.310 \times (1 - 0.4 \times 0.073) = \mathbf{0.300 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{78.82 \times 10^6}{300 \times 434.78} = 604.29 \text{ mm}^2 = 6.05 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 de section 6.78 cm²/ml. Avec un espacement 20 cm

b) Sens y-y : (L_y)**➤ En travée :**

$M_{t-y} = 85.00 \text{ KN.m}$; $h = 35 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 31 \text{ cm}$

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{85 \times 10^6}{1000 \times 310^2 \times 14.17} = 0.058$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés « A' » :

$$\mu = 0.058 < \mu_e = 0.371 \rightarrow A' = 0$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.058}) = 0.075$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.310 \times (1 - 0.4 \times 0.075) = 0.300 \text{ m}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{85 \times 10^6}{300 \times 434.78} = 651.67 \text{ mm}^2 = 6.52 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 de section 6.78 cm²/ml. Avec un espacement 20 cm

➤ Sur appui :

$M_{t-y} = 63.75 \text{ KN.m}$; $h = 35 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 31 \text{ cm}$

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_{ty}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{63.75 \times 10^6}{1000 \times 310^2 \times 14.17} = 0.047$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimés « A' » :

$$\mu = 0.047 < \mu_e = 0.371 \rightarrow A' = 0$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.047}) = 0.060$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 0.310 \times (1 - 0.4 \times 0.060) = \mathbf{0.302 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_{ty}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{63.75 \times 10^6}{302 \times 434.78} = \mathbf{485.51 \text{ mm}^2 = 4.85 \text{ cm}^2}$$

On adopte : 6T12 de section 6.78 cm²/ml. Avec un espacement 20 cm

VI.4.11 Vérification de l'espacement : (BAEL91/99 ; Art-A.5.1,22)

Dans le sens plus sollicité :

$$S_t \leq \min(3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min(105 \text{ cm} ; 33 \text{ cm})$$

$$S_t \leq 33 \text{ cm} \quad \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VI.4.12 Ferrailage des poutres de libage : $\alpha = L_x / L_y$

Pour l'ensemble des panneaux constituant le radier, le rapport $\alpha = L_x / L_y$ conduit à une répartition des charges sous forme de deux zones trapézoïdales et de deux zones triangulaires. Le dimensionnement des armatures est effectué en retenant, dans chaque direction, le cas de chargement le plus défavorable, tout en assimilant les panneaux à des travées isostatiques.

• Sens longitudinale :**a) Calcul des chargements (q_M)**

q_M : C'est la charge uniforme équivalente pour le calcul des moments

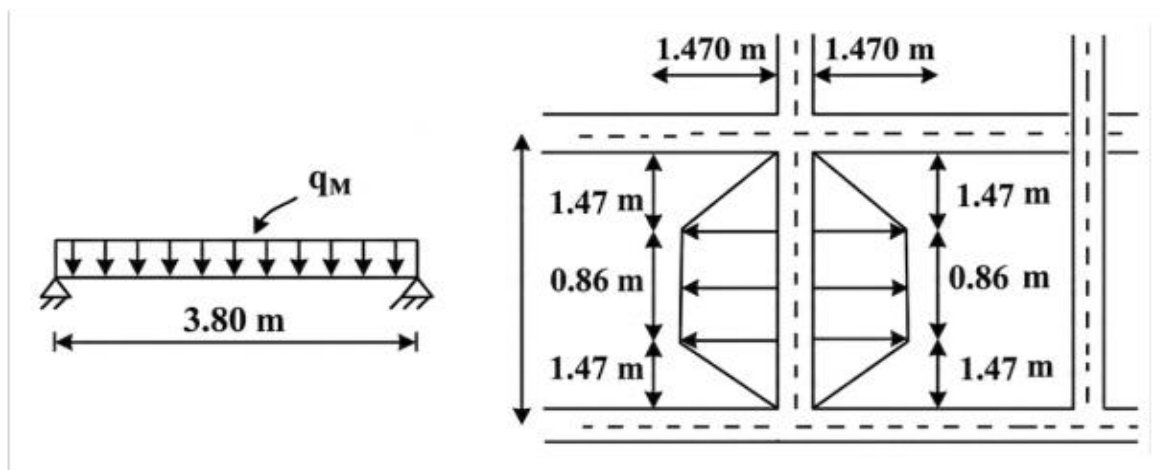


Figure VI.6 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture

$$q_M = \frac{q}{2} \left[\left(1 - \frac{Lx_1^2}{3Ly_1^2} \right) Lx_1 + \left(1 - \frac{Lx_2^2}{3Ly_2^2} \right) Lx_2 \right]$$

Avec :

$$\begin{cases} Lx_1 = 3.90 \text{ m} \\ Ly_1 = 3.80 \text{ m} \\ Lx_2 = 3.70 \text{ m} \\ q = 156 \text{ KN/m} \end{cases}$$

$$q_M = \frac{156}{2} \left[\left(1 - \frac{3.90^2}{3 \times 3.80^2} \right) \times 3.90 + \left(1 - \frac{3.70^2}{3 \times 3.80^2} \right) \times 3.70 \right]$$

$$q_M = 394.78 \text{ KN/m}$$

VI.4.12.1 Calcul du ferrailage selon le sens longitudinal :

$M_t = 375.98 \text{ KN.m}$; est tiré à partir du logiciel de RDM6

➤ **En travée :**

a) Calcul de moment réduit « μ » :

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{375.98 \times 10^6}{500 \times 450^2 \times 14.17} = 0.262$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' » :

$$\mu = 0.262 < \mu_e = 0.371 \rightarrow A' = 0$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.262}) = \mathbf{0.388}$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.450 \times (1 - 0.4 \times 0.388) = \mathbf{0.380 \text{ m}}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{375.98 \times 10^6}{380 \times 434.78} = \mathbf{2274.72 \text{ mm}^2} = \mathbf{22.75 \text{ cm}^2}$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit : 4T16} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \end{cases} \rightarrow A = 24.13 \text{ cm}^2$$

➤ **Sur appuis:**

$$M_0 = \frac{q_M \times Ly_1^2}{8} = \frac{394.78 \times 3.80^2}{8} = 712.57 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.1 : Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens longitudinal

Poutre	Intermédiaire	Rive
M_a (KN.m)	$0.5 M_0 = 356.28$	$0.2 M_0 = 142.51$
μ	0.248	0.099
α	0.363	0.131
Z	0.385	0.426
A_s (cm ²)	21.30	7.69
A_{adp} (cm ²)	4T16 + [4T16 + 4T14](chap) A = 22.24	4T16 A = 8.04

- **Sens transversale :**

- a) **Calcul des chargemnts (q') :**

q' : représente l'équivalent de la charge uniformément distribuée, spécifiquement appliquée à la détermination des moments.

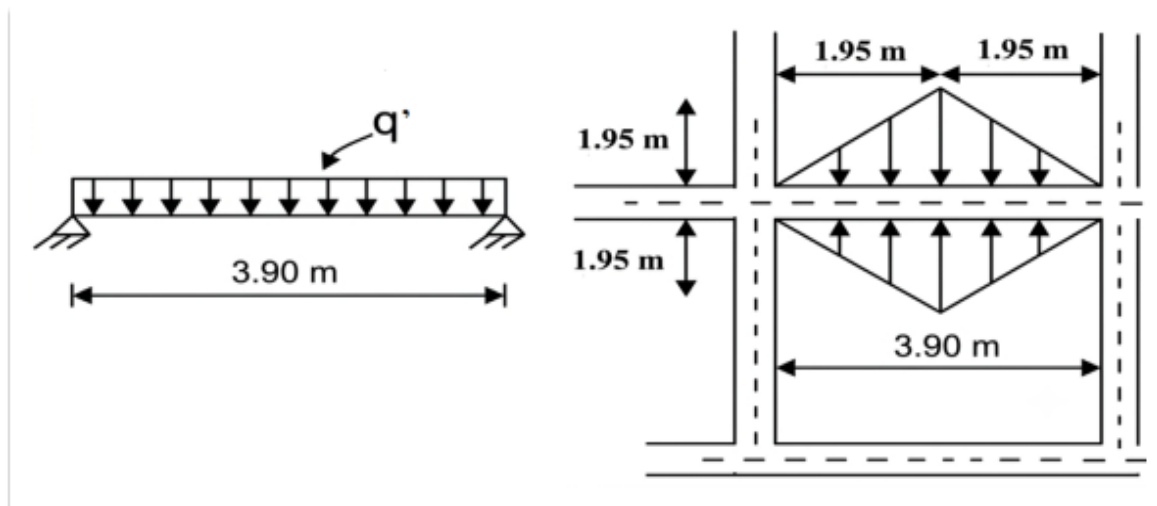


Figure VI.7 : Répartition des charges sur les poutres selon les lignes de rupture (sens transversale)

$$q' = \frac{2}{3} \times q \times L_{x1} = \frac{2}{3} \times 156 \times 3.90 = 405.6 \text{ KN/m}$$

VI.4.12.2 Calcul du ferrailage selon le sens transversal :

$M_t = 382.64 \text{ KN.m}$; est tiré à partir du logiciel de RDM6

➤ **En travée :**

- a) **Calcul de moment réduit « μ » :**

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{382.64 \times 10^6}{500 \times 450^2 \times 14.17} = 0.267$$

b) Vérification de l'existence des armatures comprimées « A' » :

$$\mu = 0.267 < \mu_e = 0.371 \rightarrow A' = 0$$

Ainsi, l'intégration des renforts comprimés n'est pas indispensable ($A' = 0$).

c) Coefficient de la fibre neutre :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.267}) = 0.397$$

d) Bras de levier du couple interne :

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 0.450 \times (1 - 0.4 \times 0.397) = 0.397 \text{ m}$$

e) Calcul de la section des armatures :

$$A_s = \frac{M_u}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{382.64 \times 10^6}{397 \times 434.78} = 2324.93 \text{ mm}^2 = 23.25 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \begin{cases} 1^{\text{er}} \text{ lit : 4T16} \\ 2^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \\ 3^{\text{ème}} \text{ lit : 4T16} \end{cases} \rightarrow A = 24.13 \text{ cm}^2$$

➤ Sur appuis:

$$M_0 = \frac{q' \times L^2}{8} = \frac{405.6 \times 3.90^2}{8} = 771.14 \text{ KN.m}$$

Tableau VI.2 : Ferrailage de la poutre en appuis suivant le sens transversal.

Poutre	Intermédiaire	Rive
M_a (KN.m)	$0.5 M_0 = 385.57$	$0.2 M_0 = 154.23$
μ	0.269	0.107
α	0.400	0.142
Z	0.378	0.424
A_s (cm ²)	23.46	7.94
A_{adp} (cm ²)	4T16 + [4T16 + 4T16](chap) A = 24.12	4T16

VI.4.12.3 Armatures de peau : (BAEL91/99 ; Art-A.8.3)

Selon le BAEL 91 modifié 99, on mesure la hauteur de l'âme de la poutre dans le but de disposer les armatures de peau en se référant au critère suivant :

$$h_a \geq 2(80 - 0.1f_c) \rightarrow h_a = 70 \text{ cm} \geq 2(80 - 0.1 \times 500) = 60 \text{ cm}$$

Dans notre cas $h_a = 70 \text{ cm}$ donc conformément aux règles B.A.E.L 91 modifié 99 ; il est nécessaire d'utiliser des armatures de peau si la hauteur de l'âme répond à la condition du BAEL.

VI.4.12.4 Vérification du Contrainte de cisaillement :(BAEL91/99 ; Art-A.5.1,1)

$$T_{\max} = 510.20 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{T_{\max}}{b \times d} = \frac{510.20 \times 10^3}{500 \times 450} = 2.26 \text{ MPa}$$

$$\tau_u'' = \min(0.1f_{c28}; 4 \text{ MPa}) \rightarrow \tau_u'' = 2.5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 2.26 \text{ MPa} < \tau_u'' = 2.5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Pas de risque de cisaillement.

VI.4.13 Calcul des armatures transversale : (BAEL91/99 ; Art-A.5.1,22)**➤ Détermination du Diamètre :**

$$\phi_t \leq \min \left\{ \frac{h}{35}; \phi_1; \frac{b}{10} \right\} = \min \left\{ \frac{700}{35} = 20 \text{ mm}; 12; \frac{500}{10} = 50 \text{ mm} \right\} \rightarrow \phi_t \leq 12 \text{ mm}$$

On prend : $\phi_t = 10 \text{ mm}$

➤ Calcule d'espacement :

$$S_t \leq \min \left\{ \frac{h}{4}; 12\phi_1 \right\} = \min \{ 17.5; 14.4 \} \rightarrow S_t \leq 14.4 \text{ mm}$$

On prend : $S_t = 12 \text{ mm}$

Donc on utilise des armatures : HA ; Fe500 ; soit 4T10 ; $A = 3.14 \text{ cm}^2$.

$$\frac{A_t f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2}; 0.4 \text{ MPa} \right) = \max(1.13; 0.4 \text{ MPa}) = 1.13 \text{ MPa}$$

$$\frac{3.14 \times 500}{50 \times 12} = 2.61 > 0.71 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

VI.4.14 Schéma de ferrailage :

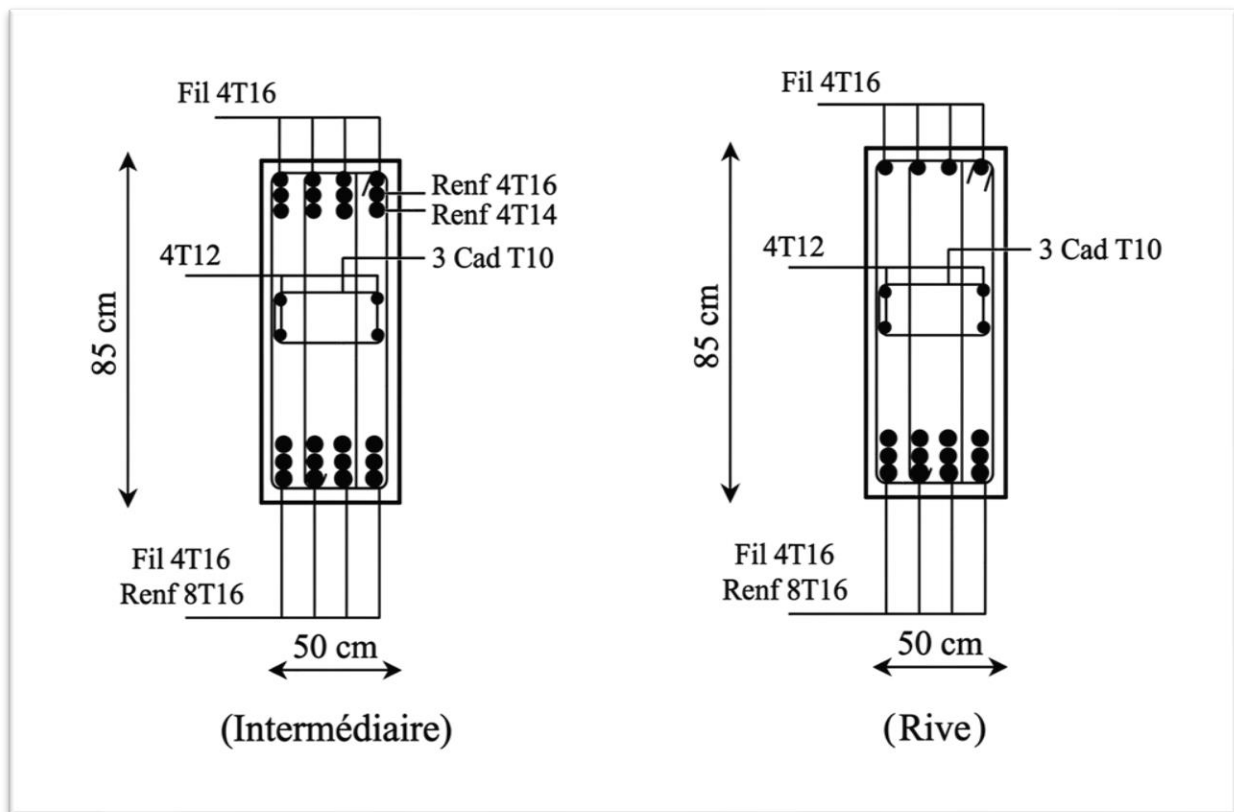


Figure VI.8 : Schéma de ferrailage de la poutre libage suivant le sens longitudinal

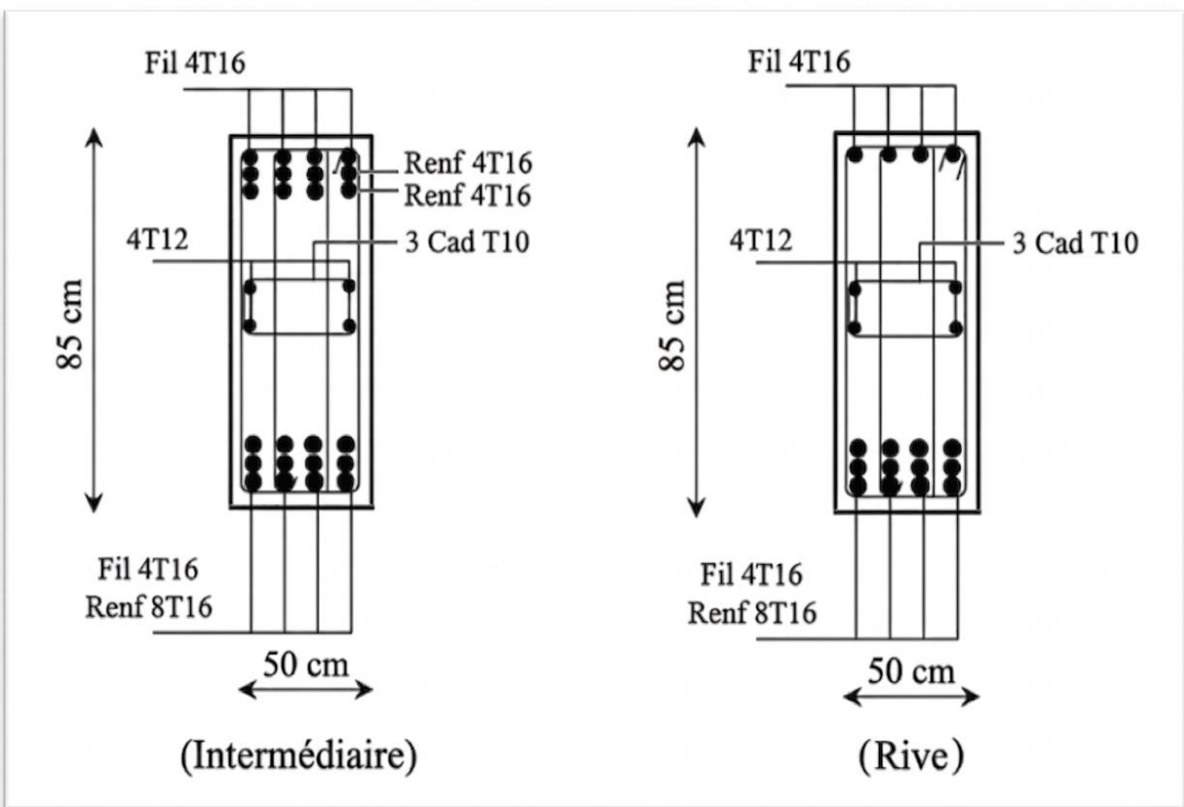


Figure VI.9 : Schéma de ferrailage de la poutre libage suivant le sens transversal

VI.5 Conclusion :

L'étude des fondations a permis d'examiner plusieurs solutions garantissant la stabilité, la sécurité et la durabilité de l'ouvrage. Le prédimensionnement des semelles isolées puis filantes a mis en évidence un recouvrement important entre semelles, rendant leur mise en œuvre difficile et exposant la structure à des interactions défavorables et des tassements différentiels.

Le choix du système de fondation a donc pris en compte la hauteur du bâtiment, l'importance des charges transmises, le nombre significatif de voiles de contreventement, ainsi que les caractéristiques du sol (contrainte admissible de 2,00 bars à 2,00 m de profondeur). Compte tenu de ces éléments, un radier général est apparu comme la solution la plus adaptée : il permet une répartition uniforme des charges sur toute l'emprise du bâtiment, réduisant les tassements différentiels et améliorant le comportement de la structure sous sollicitations horizontales, notamment sismiques.

En définitive, le radier général constitue une solution fiable, assurant la stabilité, la solidité et la durabilité de l'ouvrage sur toute sa durée de vie.

En conclusion, le radier général constitue une solution fiable et performante, qui assure la stabilité, la solidité et la durabilité de l'ouvrage durant toute sa durée de vie.

Conclusion générale

Conclusion générale :

Ce mémoire a permis de mener une étude technique complète d'un bâtiment en béton armé, selon une démarche progressive : présentation générale de l'ouvrage, dimensionnement des éléments porteurs (poutres, poteaux, voiles) et non porteurs (escaliers, acrotères), puis choix du système de fondation. L'ensemble du travail a été conduit dans le respect du RPA 2024 et du BAEL 91 révisé 99, dans le but d'assurer la stabilité, la sécurité et la durabilité de la structure. Ce projet a également été l'occasion d'approfondir nos connaissances des exigences techniques, réglementaires et pratiques propres à la conception d'ouvrages en zone sismique. L'analyse des différents éléments structuraux permet de dégager plusieurs conclusions :

- Les dimensions des éléments porteurs ont été fixées en fonction des sollicitations réelles et des conditions du site, assurant un comportement structurel satisfaisant.
- Les éléments non structuraux (acrotères, escaliers), souvent perçus comme secondaires, contribuent néanmoins de façon significative à la sécurité et au bon fonctionnement du bâtiment.
- Le système de contreventement par voiles (type 05) confère à la structure une bonne rigidité à la torsion dans les deux directions, avec des rayons de giration supérieurs à la limite requise — évitant ainsi le recours à un système à noyau.
- Les voiles assurent un contreventement efficace, limitant les effets de torsion et renforçant la stabilité globale face aux sollicitations sismiques.
- Le choix du radier général comme système de fondation résulte d'une analyse comparative tenant compte de la portance moyenne du sol et de l'importance des charges transférées ; il permet une distribution uniforme des efforts et réduit les tassements différentiels.
- Le respect rigoureux des règlements de calcul a garanti la fiabilité des résultats obtenus ; l'utilisation d'un outil de modélisation tel que Robot Structural Analysis a facilité l'étude tout en assurant une représentation fidèle du comportement de la structure.

Sur le plan académique, ce travail a renforcé notre compréhension des principes fondamentaux du dimensionnement des structures en béton armé, tout en nous confrontant aux réalités pratiques de l'ingénierie du génie civil — soulignant l'importance de l'esprit critique, du respect des normes et de la prise en compte des contraintes réelles du terrain.

Références Bibliographiques

- ❖ Règles de Calcul de Béton Armé Aux Etats Limites BAEL91modifié 99.
- ❖ DTR-BC 2.41 : Règles Conception des structures en béton armé (CBA 93).
- ❖ Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024
- ❖ DTR-BC 2.2 : Charges permanentes et d'exploitation
- ❖ DTR-BC 2.331 : Calcul des fondations superficielles.
- ❖ Fascicule NO 62 - titre v : Règles techniques de conception et de calcul des fondations des ouvrages de génie civil.
- ❖ Formation sur l'application du RPA-2024 Présenté par : Dr NEKMOUCHE Aghiles Maître de recherche A (CGS)
- ❖ Dimensionnement des voiles en BA R. Taleb et B. Eldjouzi
- ❖ Eurocode 8: Seismic Design of Buildings Worked examples (Chapitre 2. Introduction to the RC building example. Modeling and analysis of the design example – P. Fajfar and M. Kreslin), ISBN 978-92-79-23068-4, ISSN 1831-9424, doi:10.2788/91658. Luxembourg: Publications Office of the European Union, 2012.
- ❖ Jean Perchat – Jean Roux, Pratique BAEL 91, Cours avec exercices corrigés, 4^{ème} édition
- ❖ KERKAB Chaima - BOUZELIFA Romaissa " Etude d'un bâtiment en béton armé
- ❖ (R + 5) avec Contreventement mixte " " Centre Universitaire Abdelhamid Boussouf - Mila "
- ❖ DAGHEL Mohamed Amine HADJ BOUSSADA Abdenour " Etude dynamique comparative d'une structure selon les nouvelles règles parasismiques " Université AHMED BEN YAHIA EL-WANCHERISSI – TISSEMSILT"
- ❖ ANTRI BACHIR ET ABCHICHE KARIM " Etude dynamique d'un bâtiment r+5 en béton armé a usage d'habitation situé à Tissemsilt " ; " Université AHMED BEN YAHIA EL-WANCHERISSI – TISSEMSILT"

Références Bibliographique

- ❖ Doghmane Yazid, Mémoire de fin d'étude (Mise en conformité avec le RPA R+5), "Université 08 May 1945 Guelma, 2019".
- ❖ <https://www.youtube.com/@BelkacemChaibedra-DZ>

Logiciels

- ❖ Autocad 2016.
- ❖ Logiciel d'analyse des structures (Robot Structural Analysis Professional 2020).
- ❖ Socotec.
- ❖ Logiciel de ferrailage expert 2010.
- ❖ RDM6 flexion d'une poutre droite.