

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique



- جامعة سعد دحلب – البلدية 1
Université Saad Dahleb Blida 1

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie
قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : Structure

THÈME

ETUDE ET CALCUL D'UN BATIMENT (R+9 ETAGES) A
USAGE D'HABITATION CONTREVENTEE PAR DES VOILES
ET DES PORTIQUES EN BETON ARME

Etudié et réaliser par

MOUSSA Ichrak & KESSI Manel

Devant le jury composé de :

	U. Saad Dahleb-Blida	Président
	U. Saad Dahleb-Blida	Examineur
Mme. KERBOUA	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice
Mme. AOUALI	U. Saad Dahleb-Blida	Co-promotrice

Blida, Juin 2025

Remerciements

Tout d'abord, nous remercions Dieu pour la patience et l'endurance qu'Il nous a données tout au long de ce travail.

Nous remercions très sincèrement notre promotrice, **Mme. KERBOUA**, qui a accepté de nous encadrer, pour sa disponibilité constante et ses encouragements motivants. Merci pour votre accompagnement tout au long de ce travail.

Nous adressons nos remerciements les plus sincères à notre Co-promotrice, **Mme. AOUALI**, pour sa gentillesse, sa patience et son accompagnement attentif. Votre présence a été d'un grand soutien pour nous.

Nous tenons à remercier les membres du jury d'avoir accepté d'évaluer ce modeste travail et de nous faire l'honneur de leurs remarques et suggestions constructives.

Enfin, nous adressons nos plus sincères remerciements à nos familles, qui nous ont toujours soutenus moralement et matériellement, ainsi qu'à nos amis, qui, par leurs encouragements.

Dédicace

الحمد لله الذي بنعمته تتم الصالحات

Louange à Dieu, pour sa grâce infinie et sa lumière qui m'a guidée tout au long de ce chemin.

Avec tout l'amour, la reconnaissance et l'émotion que mon cœur peut contenir, je dédie ce travail à ceux qui comptent le plus pour moi :

À **mon père, Moussa Boualem**, un homme au cœur grand et discret, qui m'a toujours soutenue sans jamais le dire trop fort. Ta confiance en moi, m'a donné du courage. Merci d'avoir toujours cru en moi, simplement, sincèrement, silencieusement.

À **ma mère, Guenaou Nora**, une femme au grand cœur, qui a sacrifié tant de choses, tant de rêves, tant de temps, pour me permettre de réaliser les miens. Ton amour et tes prières m'ont portée, ta patience m'a forgée. Aucun mot ne pourra jamais égaler ce que tu représentes pour moi.

À **mes frères : Seif Eddine, Djamel Eddine et Taki Eddine**, votre présence constante, vos mots, vos gestes, vos regards m'ont toujours redonné de l'énergie. Vous avez été mon refuge dans l'épreuve et ma force dans les chutes. Merci d'être là, tout simplement.

À **ma petite sœur : Nour El Yakin**, mon rayon de lumière. Ton soutien discret mais si profond, ta douceur, ta patience, et ta manière de m'encourager avec ton sourire adorable... Tu m'as offert tant de réconfort dans les moments les plus durs. Merci d'être toi.

À **mes amies**, pour vos rires qui effacent la fatigue, votre énergie contagieuse, vos encouragements dans les moments de faiblesse. Merci d'avoir partagé mes joies, mes peines et mes silences.

Et une mention spéciale à **Hafsa, Melissa et Nesrin**, pour votre amitié vraie, votre présence précieuse et votre soutien sans faille. Vous avez rendu ce parcours plus humain, plus doux, plus supportable.

À **la femme de mon frère : Youssra**, une belle sœur discrète et respectueuse, que cette petite pensée te témoigne ma considération.

À vous tous, je vous dis **merci**, du plus profond de mon cœur.

MOUSSA Ichrak

Dédicace

C'est grâce à Allah seul que j'ai pu achever ce travail.

Je le dédie à :

Ma très chère mère, qui a toujours été présente pour moi, dans les moments les plus difficiles et qui sans cesse veille sur moi avec ses

Prières, pour ses grands sacrifices et tout l'amour qu'elle me porte.

Mon très cher père, pour tous ses conseils et pour toute la confiance qu'il a mise en moi et pour son dévouement pour mon bonheur.

Que dieu me le garde.

A ma chère sœur Lisy et mes frères Hicham et Nabil

A Toute la famille : KESSI et KHELOUFI

A Tous mes amis(es) et collègues

A mes meilleures amies : Amel, Chaïma, Achouak, Melissa et Maria

A MOUSSA Ichrak mon binôme

Et Tous mes enseignants A tous mes amis de promos M2 génie civil.

KESSI Manel

Résumé

Ce projet présente l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée et de 9 étages, implanté à Ouled Fayet, dans la wilaya d'Alger, classée comme zone de forte sismicité selon le Règlement Parasismique Algérien.

L'ossature du bâtiment est constituée de voiles et de portiques en béton armé. L'étude du comportement dynamique sous l'effet des actions sismiques a été réalisée conformément au RPA 2024. La modélisation du bâtiment a été effectuée à l'aide du logiciel ETABS 18.1.1.

L'étude de l'infrastructure a abouti au choix d'une fondation superficielle de type radier général nervuré.

Mots clés : bâtiment, béton armé, voiles, portiques, dynamique, RPA 2024, ETABS, radier.

Abstract

This project presents a study of a reinforced concrete residential building, consisting of a ground floor and nine upper stories. The structure is located in Ouled Fayet, in the wilaya of Algiers, which is classified as a high seismic risk zone according to the Algerian Seismic Code.

The building's structural system includes reinforced concrete shear walls and frames. The dynamic behavior under seismic loading was analyzed in accordance with the RPA 2024 regulations. The structural modeling was performed using the ETABS 18.1.1 software.

The foundation study led to the selection of a shallow foundation of the ribbed mat type.

Keywords: building, reinforced concrete, shear walls, frames, dynamics, RPA 2024, ETABS, mat foundation.

ملخص

يقدم هذا المشروع دراسة لمبنى سكني مشيد بالخرسانة المسلحة، مكون من طابق أرضي وتسعة طوابق، يقع في أولاد فايت بولاية الجزائر، المصنفة كمنطقة ذات نشاط زلزالي مرتفع وفقاً للتنظيم الجزائري للبناء المقاوم للزلازل.

يتكون الهيكل الحامل للمبنى من جدران قص (voiles) وإطارات (portiques) من الخرسانة المسلحة. وقد تم إجراء دراسة السلوك الديناميكي للمبنى تحت تأثير الزلازل وفقاً لكود RPA 2024. كما تم نمذجة المبنى باستخدام برنامج ETABS 18.1.1.

أسفرت دراسة البنية التحتية عن اختيار أساس سطحي من نوع حصيرة عامة (radier général) مدعّمة بأعصاب (nervuré).

الكلمات المفتاحية : مبنى، خرسانة مسلحة، جدران قص، إطارات، ديناميكا، RPA 2024، ETABS، حصيرة.

Sommaire

Remerciements	2
Dédicace	3
Résumé.....	5
Abstract.....	5
ملخص.....	5
Liste des Figures.....	10
Liste des Tableaux	12
Liste des Symboles	14
Les plans	17
Introduction Générale	1
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	2
<i>I.1 Introduction.....</i>	<i>3</i>
<i>I.2 Présentation de l'ouvrage</i>	<i>3</i>
<i>I.3 Dimensions de l'ouvrage.....</i>	<i>3</i>
<i>I.4 Description structurale</i>	<i>3</i>
<i>I.5 Règlements et normes utilisés :</i>	<i>4</i>
<i>I.6 Caractéristique mécanique des matériaux.....</i>	<i>5</i>
I.6.1 Le béton	5
I.6.2 Les aciers	7
<i>I.7 Conclusion.....</i>	<i>8</i>
Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants.....	9
<i>II.1 Introduction.....</i>	<i>10</i>
<i>II.2 Pré dimensionnement des planchers</i>	<i>10</i>
II.2.1 Définition.....	10
II.2.2 Plancher à corps creux.....	10
<i>II.3 Pré dimensionnement des Balcons</i>	<i>11</i>
<i>II.4 Pré dimensionnement des poutres.....</i>	<i>11</i>
II.4.1 Définition de la poutre.....	11
II.4.2 Détermination de b et h	11
<i>II.5 Evaluation des charges</i>	<i>13</i>
II.5.1 Plancher courant	13
II.5.2 Plancher terrasse inaccessible.....	13
II.5.3 Balcon.....	14

II.6	Pré dimensionnement des poteaux	14
II.6.1	Principe	14
II.6.2	Procédure de prédimensionnement	14
II.6.3	Vérification de la section trouvée à l'ELS	16
II.6.4	Loi de dégression	17
II.6.5	Descente de charges	17
II.6.6	Choix finals des sections des poteaux	28
II.7	Pré dimensionnement des voiles	28
II.8	Conclusion	29
Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaires		30
III.1	Introduction	31
III.2	L'acrotère	31
III.2.1	Introduction	31
III.2.2	Evaluation des charges	31
III.2.3	Combinaison	33
III.2.4	Ferraillage de l'acrotère	33
III.2.5	Schéma de ferraillage	35
III.3	Les Escaliers	36
III.3.1	Introduction	36
III.3.2	Définition des éléments d'un escalier	36
III.3.3	Évaluation des charges	37
III.3.4	Diagramme des efforts internes :	38
III.3.5	Calcul du ferraillage	41
III.3.6	Vérification	42
III.3.7	Schéma de Ferraillage :	44
III.4	Étude des planchers	44
III.4.1	Introduction	44
III.4.2	Ferraillage de la poutrelle	44
III.4.3	Ferraillage de la table de compression	53
III.5	Étude de la dalle du Balcon	54
III.5.1	Introduction	54
III.5.2	Évaluation des charges et surcharges	55
III.5.3	Combinaison des charges	55
III.5.4	Calcul des efforts internes	55
III.5.5	Calcul du ferraillage	55
III.5.6	Espacement	55
III.5.7	Armatures de répartitions	55
III.5.8	Vérifications	56
III.5.9	Vérification à L'ELS	56
III.5.10	Vérification de la flèche	56
III.5.11	Schéma de ferraillage	57
Chapitre IV : Etude sismique		58
IV.1	Introduction	59
IV.2	Étude sismique	59
IV.2.1	Choix de la méthode de calcul	59

IV.2.2	Méthode statique équivalente	59
IV.2.3	La méthode modale spectrale.....	60
IV.3	<i>Effort tranchant à la base</i>	60
IV.3.1	Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente	60
IV.4	<i>Résultats de l'analyse dynamique</i>	63
IV.4.1	1er Modèle	63
IV.4.2	Modèle finale	66
IV.5	<i>Conclusion</i>	73
Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux		74
IV.6	<i>Introduction</i>	75
IV.7	<i>Ferrailage poteaux</i>	75
IV.7.1	Introduction.....	75
IV.7.2	Combinaisons des charges	75
IV.7.3	Recommandations du 'RPA 2024' page 109	76
IV.7.4	Méthode de calcul	76
IV.7.5	Calcul des sections de ferrailage.....	77
IV.7.6	Choix des armatures.....	78
IV.7.7	Vérifications nécessaires.....	78
IV.7.8	Calcul du ferrailage transversal	80
IV.7.9	Longueur de recouvrement RPA2024	81
IV.7.10	Schéma de Ferrailage.....	82
IV.8	<i>Ferrailage des poutres</i>	82
IV.8.1	Introduction.....	82
IV.8.2	Les combinaisons d'actions	82
IV.8.3	Recommandations du RPA 2024 l'article 7.5.2	82
IV.8.4	Calcul du ferrailage.....	83
IV.8.5	Choix d'armature	84
IV.8.6	Vérifications nécessaires.....	84
IV.8.7	Calcul des armatures transversales	86
IV.8.8	Recouvrement des Armatures Longitudinales	87
IV.8.9	Vérification de la flèche.....	87
IV.8.10	Schémas de ferrailage des poutres	89
IV.9	<i>Ferrailage des voiles</i>	90
IV.9.1	Introduction.....	90
IV.9.2	Ferrailage des voiles	90
IV.9.3	Disposition des voiles	90
IV.9.4	Prescriptions imposées par RPA 2024.....	91
Chapitre VI : Calcul des fondations.....		106
V.1	<i>Introduction</i>	107
V.2	<i>Choix de type de fondation</i>	107
V.3	<i>Calcul des fondations</i>	107
V.3.1	Semelles isolées	108
V.3.2	Semelles filantes	109
V.3.3	Radier générale	111

Conclusion générale	130
Références bibliographiques	131

Liste des Figures

Figure I. 1: Diagramme des contraintes - déformations pour le béton.	6
Figure I. 2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.	7
Figure II. 1: Plancher en corps creux.	10
Figure II. 2: Section réduite du poteau.	15
Figure II. 3: Types de poteaux pour la descente charges.	17
Figure II. 4: Surface d'influence du poteau centrale.	18
Figure II. 5: Surface d'influence du poteau de rive.	22
Figure II. 6: Surface d'influence du poteau d'angle.	25
Figure II. 7: Coupe de voile en élévation.	28
Figure III. 1: Acrotère.	31
Figure III. 2: Coupe horizontale d'un l'acrotère.	34
Figure III. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.	35
Figure III. 4: Élément d'escalier.	36
Figure III. 5: Schéma statique palier paillasse l'ELU.	39
Figure III. 6: Diagramme des moments à l'ELU.	39
Figure III. 7: Diagramme des efforts tranchants à L'ELU.	39
Figure III. 8: Schéma statique palier paillasse l'ELS.	40
Figure III. 9: Diagramme des moments à l'ELS.	40
Figure III. 10: Diagramme des efforts tranchants à L'ELS.	40
Figure III. 11: Schéma de ferrailage de l'escalier.	44
Figure III. 12: Schéma de poutrelle.	45
Figure III. 13: Schéma statique de la poutrelle a 2 travées.	45
Figure III. 14: Schéma statique de la poutrelle a 7 travées.	46
Figure III. 15: Moment fléchissant de la poutrelle a 7 travées.	48
Figure III. 16: Efforts tranchant de la poutrelle a 7 travées.	48
Figure III. 17: Moment fléchissant de la poutrelle a 7 travées.	48
Figure III. 18: Moment fléchissant de la poutrelle a 2 travées.	48
Figure III. 19: Efforts tranchant de la poutrelle a 2 travées.	49
Figure III. 20: Moment fléchissant de la poutrelle a 2 travées.	49
Figure III. 21: Schéma de ferrailage des poutrelles.	53

Figure III. 22: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.....	54
Figure III. 23: Schéma Statique du balcon.....	54
Figure III. 24: Plan de ferrailage du balcon.	57
Figure IV. 1: 1 ^{er} modèle.....	63
Figure IV. 2: Vue de modèle en 3D.	67
Figure IV. 3: Vue en plan du Modèle.....	67
Figure IV. 4: Mode De translation.	68
Figure IV. 5: Mode de Rotation.	69
Figure V. 1: Schéma de ferrailage des poteaux.	82
Figure V. 2: Schéma de ferrailage des poutres non porteuses.....	89
Figure V. 3: Schéma de ferrailage des poutres non porteuses.....	89
Figure V. 4: Disposition des voiles.....	90
Figure V. 5: La courbe enveloppe de voile 1.....	93
Figure V. 6: La courbe enveloppe de voile 2.....	93
Figure V. 7: La courbe enveloppe de voile 3.....	94
Figure V. 8: La courbe enveloppe de voile 4.....	94
Figure V. 9: La courbe enveloppe de voile 5.....	95
Figure V. 10: La courbe enveloppe de voile 6.....	95
Figure V. 11: La coupe de ferrailage des voile 1 et 2.....	99
Figure V. 12: La coupe de ferrailage des voile 3, 4, 5 et 6.....	99
Figure V. 13: Efforts dans des bielles du linteau.....	104
Figure V. 14: Schéma de ferrailage de linteaux.	105

Liste des Tableaux

Tableau II. 1: Vérification selon le RPA 2024.....	13
Tableau II. 2: Evaluation des charges de plancher courant.....	13
Tableau II. 3: Evaluation des charges terrasse inaccessible.....	13
Tableau II. 4: Evaluation des Charges de balcon.....	14
Tableau II. 5: Charge permanentes murs extérieurs	14
Tableau II. 6: Dégression des surcharges.....	18
Tableau II. 7: Calcul des charges du poteaux	19
Tableau II. 8: Choix des sections des poteaux	21
Tableau II. 9: Dégression des surcharges.....	22
Tableau II. 10: Calcul des charges du poteaux	23
Tableau II. 11: Choix des sections des poteaux	24
Tableau II. 12: Dégression des surcharges.....	25
Tableau II. 13: Calcul des charges du poteaux	26
Tableau II. 14: Choix des sections des poteaux	27
Tableau II. 15: Choix des sections des poteaux	28
Tableau III. 1: Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS	33
Tableau III. 2: Vérification des contraintes du béton	35
Tableau III. 3: Vérification des contraintes d'aciers.....	35
Tableau III. 4: Charge permanente de la paillasse.....	37
Tableau III. 5: Charge permanente du palier	38
Tableau III. 6: Combinaison des charges.....	38
Tableau III. 7: Moment en travée et appui et Effort Tranchant.....	41
Tableau III. 8: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures	41
Tableau III. 9: Vérification à l'ELS.....	43
Tableau III. 10: Vérification de la flèche.....	43
Tableau III. 11: Combinaison des Charges de poutrelles	47
Tableau III. 12: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures	50
Tableau III. 13: Vérification à l'ELS.....	51
Tableau III. 14: Vérification de la flèche.....	52
Tableau III. 15: Moments et efforts tranchant sur les balcons.....	55

Tableau III. 16: Ferrailage du balcon	55
Tableau III. 17: Vérification les contraintes du béton	56
Tableau III. 18: Vérification les contraintes d'acier	56
Tableau IV. 1: Valeurs de la période caractéristiques.....	61
Tableau IV. 2: Pénalité correspondante au critère de qualité.....	62
Tableau IV. 3: Périodes et facteurs de participation massique du 1 ^{er} modèle.....	63
Tableau IV. 4: Base réactions Mode 1	64
Tableau IV. 6: Vérification de l'effet P- Δ pour le 1 ^{er} modèle dans le sens X-X	65
Tableau IV. 7: Vérification de l'effet P- Δ pour le 1 ^{er} modèle Dans le sens Y-Y	66
Tableau IV. 8: Périodes et participation massique du modèle	68
Tableau IV. 9: Base réactions Mode 1	69
Tableau IV. 11: Justification de non-effondrement	71
Tableau IV. 14: Vérification de l'effort normal réduit.....	71
Tableau IV. 16: Vérification de l'effet P- Δ pour le modèle final Dans le sens X-X	72
Tableau IV. 17: Vérification de l'effet P- Δ pour le modèle final Dans le sens Y-Y	72
Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.	75
Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux suivant Nmin ; Mcorr (situation durable).....	77
Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux suivant Nmax; Mcorr (situation durable).	77
Tableau V. 4: Ferrailage des poteaux suivant Mmax; Ncorr (situation durable).	77
Tableau V. 5: Ferrailage des poteaux suivant Nmin ; Mcorr (situation accidentelle).....	77
Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux suivant Nmax; Mcorr (situation accidentelle).	78
Tableau V. 7: Ferrailage des poteaux suivant Mmax ; Ncorr (situation accidentelle).	78
Tableau V. 8: Choix des armatures des poteaux	78
Tableau V. 9: Vérification des poteaux à L'ELS	79
Tableau V. 10: Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux.	80
Tableau V. 11: Espacement des cadres et choix d'armatures transversales des poteaux. ..	81
Tableau V. 12: Ferrailage des poutres porteuses.....	84
Tableau V. 13: Ferrailage des poutres non porteuses.....	84
Tableau V. 14: Choix des armatures pour les poutres porteuses.....	84
Tableau V. 15: Choix des armatures pour les poutres non porteuses.....	84
Tableau V. 16: Vérification des poutres porteuse à L'ELS	85
Tableau V. 17: Vérification des poutres non porteuse à L'ELS	86

Tableau V. 18: Vérifications au cisaillement	86
Tableau V. 19: Calcul des armatures transversales.	87
Tableau V. 20: Vérification de la flèche des poutres.	88
Tableau V. 21: Choix finals des armatures des poutres.	88
Tableau V. 22: Les dimensions des voiles	91
Tableau V. 23: Vérification de l'effort normal réduit.	91
Tableau V. 24: Calcul de ferrailage les éléments de rive.	96
Tableau V. 25: calcul raccourcissement limite à la rupture.	101
Tableau VI. 1: Section des semelles filantes continue	110
Tableau VI. 2: Vérification de l'intersection entre les semelles filante	110
Tableau VI. 3: Vérification du rapport entre la surface totale des semelles et du bâtiment	111
Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier a l'ELU	117
Tableau VI. 5: Contraintes sous le radier a l'ELS.....	118
Tableau VI. 6: Ferrailage des panneaux du radier.	120
Tableau VI. 7: Vérification des contraintes de béton à l'ELS	121
Tableau VI. 8: Vérification des contraintes d'acier à l'ELS	121
Tableau VI. 9: Ferrailage des nervures (sens y-y)	122
Tableau VI. 10: Ferrailage des nervures (sens x-x)	122
Tableau VI. 11: Vérification des contraintes de béton a l'ELS	123
Tableau VI. 12: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS	123
Tableau VI. 13: Calcul des armatures transversales	124
Tableau VI. 14: Ferrailage du voile périphérique	128
Tableau VI. 15: Vérification des contraintes de béton à l'ELS	129
Tableau VI. 16: Vérification des contraintes d'acier à l'ELS	129

Liste des Symboles

A : Coefficient d'accélération de zone.

A_s : Aire d'une section d'acier.

A_t : Section d'armatures transversales.
 B : Aire d'une section de béton.
 $\varnothing$: Diamètre des armatures, mode propre.
 φ : Angle de frottement.
 C : Cohésion.
 Q : Charge d'exploitation.
 γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier.
 γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton.
 σ_s : Contrainte de traction de l'acier.
 σ_{bc} : Contrainte de compression du béton.
 $\overline{\sigma_s}$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
 $\overline{\sigma_{bc}}$: Contrainte de compression admissible du béton.
 τ_u : Contrainte ultime de cisaillement.
 τ : Contrainte tangentielle.
 β : Coefficient de pondération.
 σ_{sol} : Contrainte du sol.
 G : Charge permanente.
 ξ : Déformation relative.
 V_0 : Effort tranchant à la base.
E.L.U : Etat limite ultime.
E.L.S : Etat limite service.
 N_{ser} : Effort normal pondéré aux états limites de service.
 N_u : Effort normal pondéré aux états limites ultime.
 T_u : Effort tranchant ultime.
 T : Période.
 S_t : Espacement.
 λ : Elancement.
 f : Flèche.
 $\bar{f}$: Flèche admissible.
 L : Longueur ou portée.
 L_f : Longueur de flambement.
 d : Hauteur utile.
 F_e : Limite d'élasticité de l'acier.
 M_u : Moment à l'état limite ultime.

M_{ser} : Moment à l'état limite de service.

M_t : Moment en travée.

M_a : Moment sur appuis.

M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment à la base.

I : Moment d'inertie.

f_i : Flèche due aux charges instantanées.

f_v : Flèche due aux charges de longue durée.

E_{ij} : Module d'élasticité instantané.

E_{vj} : Module d'élasticité différé.

E_s : Module d'élasticité de l'acier.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge.

f_{t28} : Résistance caractéristique à la traction du béton à 28 jours d'âge.

F_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton à j jours d'âge.

K : Coefficient de raideur de sol.

Y : Position de l'axe neutre.

A_g : Section transversale brute du voile ou trumeau.

I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques (y compris l'effet de torsion).

A_{cv} : section brute du béton par mètre linéaire limité par l'épaisseur de l'âme.

Φ : Coefficient de sécurité.

α_c : coefficient dépendant de l'élancement du mur.

ρ_v : Pourcentage des armatures verticales dans lame du mur.

ρ_h : Pourcentage des armatures horizontales dans lame du mur.

ρ_n : Pourcentage nominale des armatures dans lame du mur.

h_w : Hauteur totale du voile.

l_w : Longueur du mur en plan.

δ_u : déplacement du voile au sommet.

I_g : Moment d'inertie du voile.

H_{cr} : La hauteur critique.

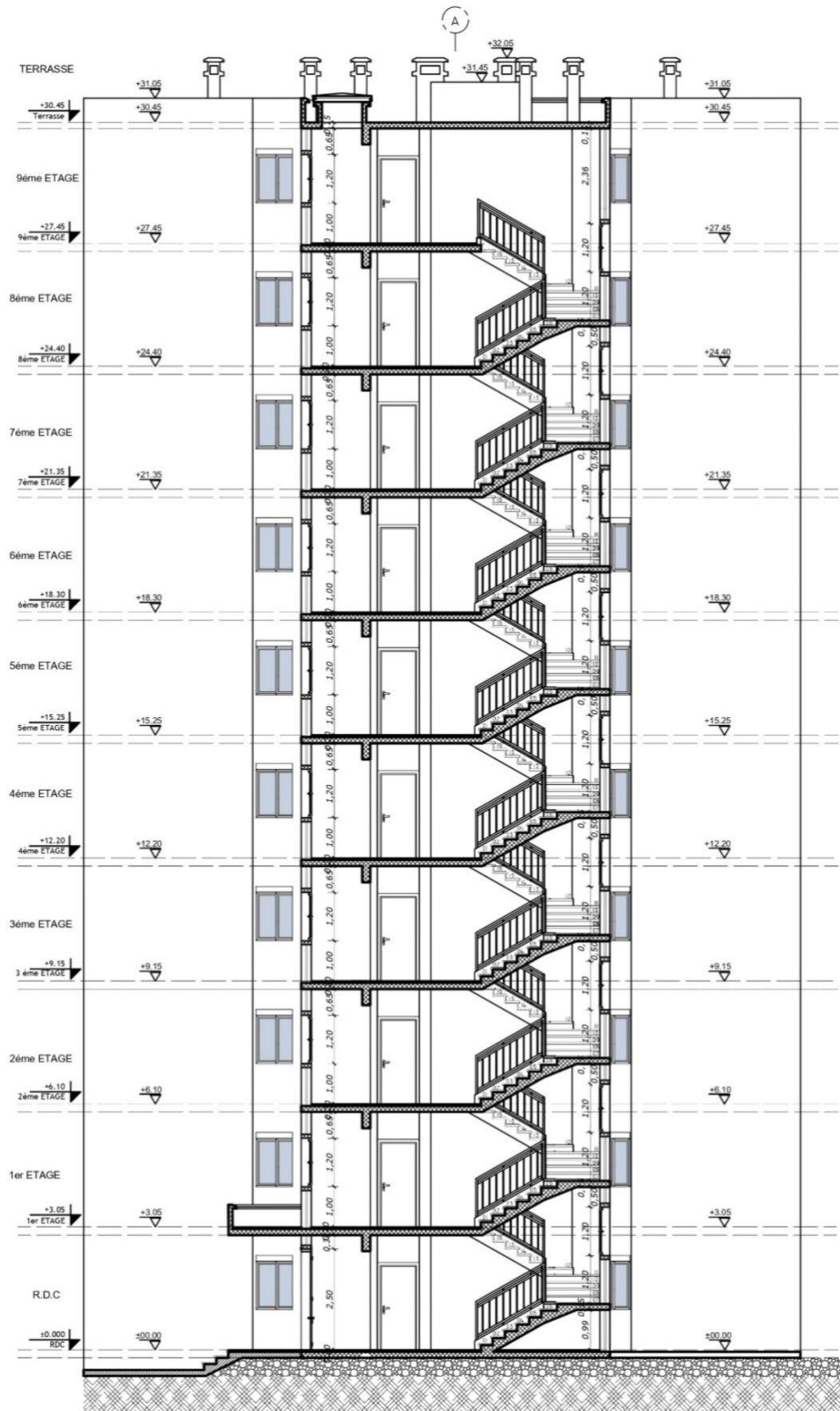
L_c : Longueur confinée.

Z : Distance entre CDG des armatures

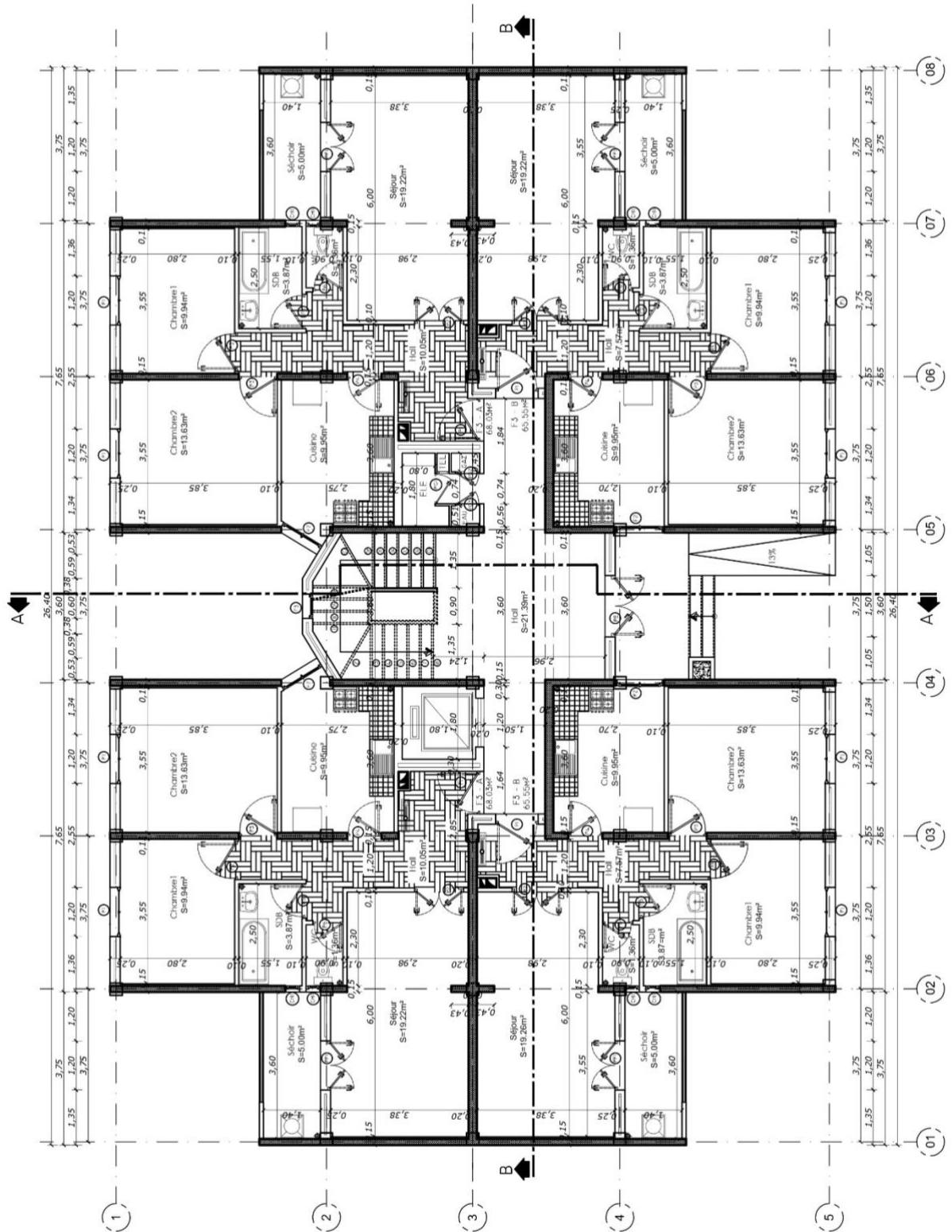
Les plans



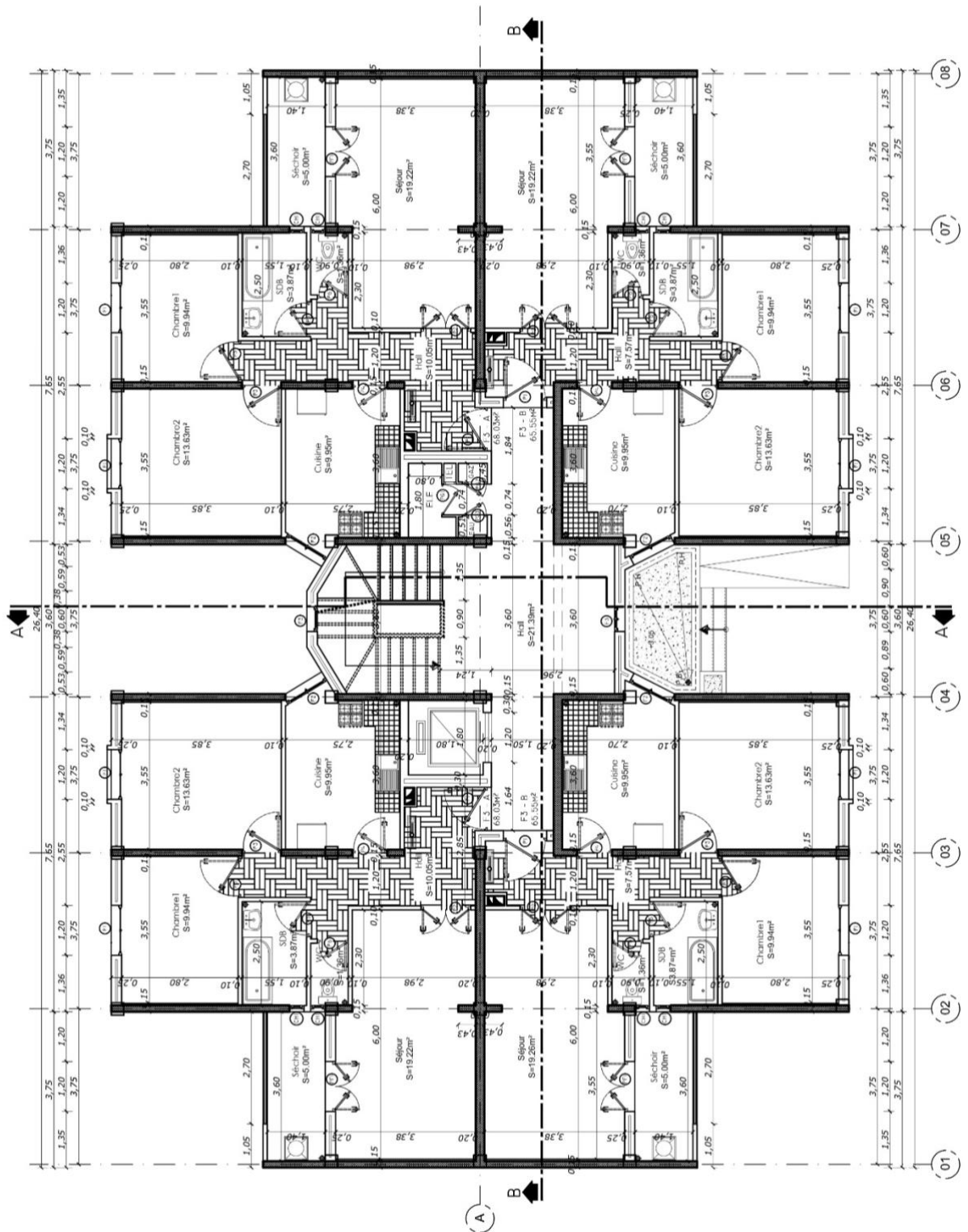
Plan de façade principale.



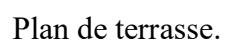
Plan de coupe A-A.



Plan de RDC.



Plan étage courant.



Introduction Générale

Le génie civil est une branche essentielle de l'ingénierie qui englobe l'ensemble des techniques liées à la conception, la réalisation, l'entretien et la réhabilitation des ouvrages de construction et des infrastructures. Il a pour vocation de répondre aux besoins croissants de la société tout en assurant la sécurité des personnes, la durabilité des ouvrages et le respect de l'environnement

Le projet présenté dans ce mémoire concerne l'étude complète d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation, composé d'un rez-de-chaussée, de 9 étages, contreventé par un système mixte équivalent à des voiles. Ce projet a pour objectif principal d'appliquer les connaissances acquises durant notre formation, d'approfondir nos compétences dans l'analyse et le dimensionnement des structures, et de maîtriser les outils numériques de calcul et de modélisation.

Pour cela : on va suivre les étapes principales suivantes :

- Une présentation détaillée du projet et des matériaux utilisés.
- Le prédimensionnement des différents éléments.
- L'étude et le dimensionnement des éléments secondaires
- La modélisation et l'étude dynamique de la structure à l'aide du logiciel ETABS 18.1.1.
- Le calcul du ferrailage des éléments principaux, à partir des résultats de l'étude dynamique.
- L'étude de l'infrastructure et le choix d'une fondation appropriée.

Nous concluons le travail avec une conclusion générale.

Les normes et règlements utilisés dans ce travail sont :

- Le **Règlement Parasismique Algérien (RPA 2024)**,
- Les **règles BAEL 91 modifié 99** pour le calcul du béton armé aux états limites,
- Le **CBA 93** règles de conception et de calcul des structures en béton armé,
- Ainsi que les **Documents Techniques Réglementaires (DTR)**.

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction

La stabilité d'une structure repose sur la résistance de ses différents éléments (poteaux, poutres, voiles, etc.) face à différentes contraintes (compression, flexion...). Ces contraintes dépendent du type de matériaux utilisés, de leurs dimensions ainsi que de leurs propriétés mécaniques.

Ainsi, le dimensionnement des composants d'une structure s'appuie sur des normes et des méthodes éprouvées, telles que le "BAEL91" et le "RPA 2024" qui reposent sur la connaissance des matériaux (béton et acier), ainsi que le calcul des armatures et des sections des éléments porteurs.

I.2 Présentation de l'ouvrage

Le projet consiste à l'étude et le calcul des éléments résistants d'un bâtiment (RDC+9) à usage d'habitation.

Le bâtiment est implanté à OULED FAYET wilaya d'ALGER classée selon le règlement parasismique Algérien (RPA 2024) comme une zone de moyenne sismicité (Zone VI).

I.3 Dimensions de l'ouvrage

Hauteur totale du bâtiment..... $H_T = 30,5$ m.
Hauteur rez-de-chaussée $H_{RDC} = 3,05$ m.
Hauteur de l'étage courant $H_E = 3,05$ m.
Longueur totale en plan suivant l'axe local X $L = 26,55$ m.
Longueur totale en plan suivant l'axe local Y $L = 17,8$ m.

I.4 Description structurale

- **Planchers :**

Dans notre projet (bâtiment), On va travailler avec 1 type de planchers :

- ✓ Les planchers des étages courants sont en corps creux.
- ✓ Le plancher terrasse est en corps creux, il aura en plus une isolation thermique (Multicouche) en plus une pente moyenne pour l'écoulement des eaux Pluviales.

- **Poteaux, poutre et les voiles :** sont en béton armé.

- **Maçonneries :**

- ✓ Murs extérieurs : Ils sont réalisés en doubles cloisons de briques creuses de 15 cm et 10cm d'épaisseur avec une lame d'air de 5 cm (15+5+10).
- ✓ Murs intérieurs : Ils sont réalisés en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

- **Revêtement :**

Le revêtement est constitué de :

- ✓ Enduit en ciment pour les faces extérieures des murs de façade.
- ✓ Enduit de plâtre pour les murs intérieurs et les plafonds.
- ✓ carrelage pour les planchers et les escaliers.

- **Les Escaliers :**

L'escalier est un ouvrage constitué d'une suite de marches et de paliers qui permettent de passer d'un niveau à un autre.

Dans notre bâtiment, on a un type d'escalier :

Escaliers avec palier de repos qui sont constituées de deux volées.

- **Terrasse :**

Notre structure comporte un type de terrasse :

- ✓ Terrasse inaccessible.

- **Les balcons :**

Les balcons sont réalisés en dalle pleine.

- **Cage d'ascenseur :**

Vu la hauteur importante de ce bâtiment la conception d'un ascenseur est indispensable pour faciliter le déplacement entre les différents étages, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie.

- **L'acrotère :** C'est un élément encastré dans le plancher terrasse de 60 cm de hauteur et de 10 cm d'épaisseur.
- **L'infrastructure :** Elle sera réalisée en béton armé coulée sur place, elle doit constituer un ensemble résistant et rigide capable de remplir les fonctions suivantes :
 - ✓ Réaliser l'encastrement de la structure dans le sol.
 - ✓ Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
 - ✓ La contrainte admissible du sol est de **2 bars (selon le rapport de sol)**.
 - ✓ La catégorie de site S3 : site meuble.
- **Classification du bâtiment :** Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « groupe 2 » car il est à usage d'habitation dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

I.5 Règlements et normes utilisés :

Notre étude sera faite conformément aux règlements suivants :

- RPA 2024 (Règles Parasismiques Algériennes).
- CBA 93 (Code du béton armé).
- DTR BC 2.2 (Charges permanentes et surcharges d'exploitation).
- DTR BC 2.331 (Règles de calcul des fondations superficielles).
- BAEL 91 (Eyrolles troisième tirage 1997).

I.6 Caractéristique mécanique des matériaux

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL91**) et à la réglementation en vigueur en Algérie (**RPA 2024** et **CBA93**).

I.6.1 Le béton

Le béton est un matériau constitué par le mélange dans des proportions convenables, de ciment, de granulats (graviers, sable) et de l'eau. Il résiste bien à la compression, tandis que sa résistance à la traction est faible.

I.6.1.1 Résistance mécanique à la compression f_{cj}

Le béton est défini par une valeur de sa résistance caractéristique à la compression à l'âge de **28 jours**. Celle-ci, notée **fc28**. Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cubiques ou cylindriques.

$$j \leq 28j \rightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1)$$

$$j = 28j \rightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$j > 28j \rightarrow f_{cj} = 1.1 f_{c28}$$

Pour les ouvrages courants on admet une résistance à la compression : **fc28 = 25 MPa**

I.6.1.2 Résistance à la traction f_{tj}

La résistance caractéristique du béton à la traction à l'âge de j jours notée (f_{tj}) est conventionnellement définie par :

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

- Pour notre cas : $f_{t28} = 25 \text{ Mpa}$ donc $f_{t28} = 2,1 \text{ Mpa}$.

I.6.1.3 Module de déformation longitudinale

Ce module est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou courte durée d'application.

- **Module de déformation instantanée E_{ij} :**

Selon CBA93 (Article A.2.1.2.1) pour les charges à courte durée :

$$E_{ij} = 11000 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots E_{i28} = 32164.195 \text{ MPa}$$

- **Module de déformation longitudinale différée E_{vj} :**

Selon CBA93 (Article A.2.1.2.2) pour des charges de longue durée d'application on a :

$$E_{vj} = 3700 \times \sqrt[3]{f_{cj}} \dots \dots \dots E_{v28} = 10818.865 \text{ MPa}$$

I.6.1.4 I.6.1.4. Les contraintes limites de calcul

- **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U):**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage, dans ce cas la contrainte est définie Selon CBA (Article A.4.3.4.1.) par :

$$f_{bc} = \frac{0.85 f_{cj}}{\gamma_b}$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité

$$\gamma_b = \begin{cases} 1,5 & \text{pour les situation durables ou transitoires} \\ 1,2 & \text{pour les situations accidentele.} \end{cases}$$

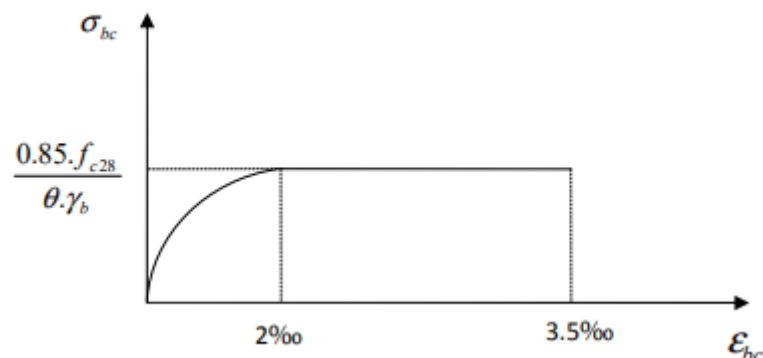


Figure I. 1: Diagramme des contraintes - déformations pour le béton.

- **Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S):**

L'état limite de service est un état de chargement au-delà duquel la construction ne peut plus assurer le confort et la durabilité pour lesquels elle a été conçue ; on distingue :

- ✓ L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton.
- ✓ L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- ✓ L'état limite de service de déformation.

La contrainte limite à l'ELS en compression est donnée par la relation suivante :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28} \quad \text{CBA93 (Article A.4.5.2).}$$

$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $\bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$

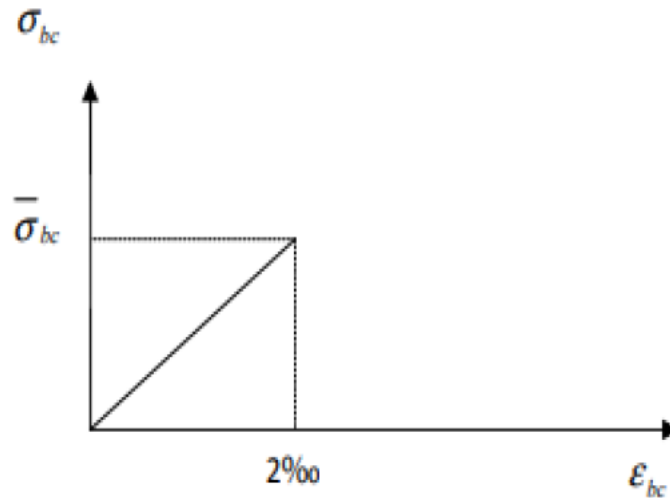


Figure I. 2: Diagrammes des contraintes du béton à l'ELS.

I.6.2 Les aciers

L'acier est un matériau caractérisé par une bonne résistance aussi bien en traction qu'en compression ; Sa bonne adhérence au béton, en constitue un matériau homogène. Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : **$E_s = 200\,000 \text{ MPa}$** .

On distingue trois catégories :

- **Les ronds lisses (R.L) :**

Leur emploi est limité à quelques usages particuliers.

- **Hautes adhérences (H.A) :**

Les aciers utilisés dans notre bâtiment sont des FeE500 de type 1.

- **Treillis soudés (T.S) :**

Ils sont utilisés comme armatures dans les dalles.

TL($\varnothing > 6 \text{ mm}$), $f_e = 500 \text{ Mpa}$.

TL5($\varnothing \leq 6 \text{ mm}$), $f_e = 520 \text{ Mpa}$.

I.6.2.1 Les contraintes limites

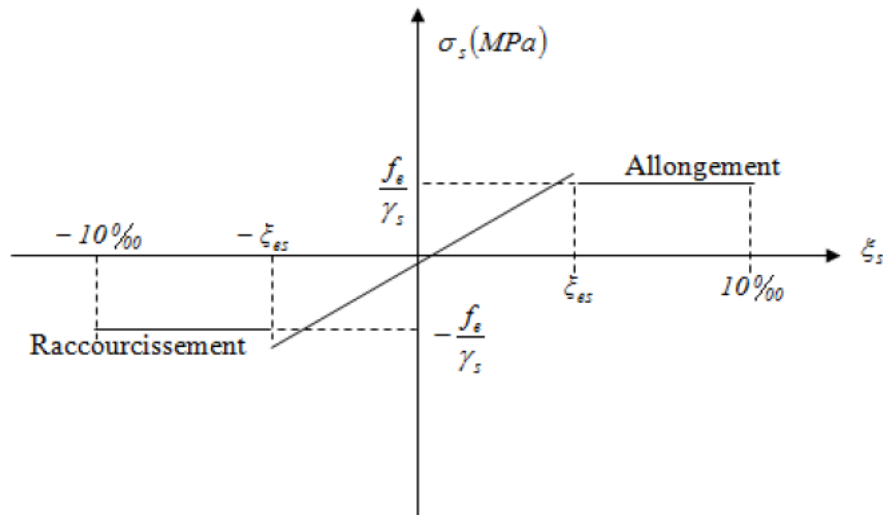
- **Les contraintes à l'état limite ultime ELU :**

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

f_e : contrainte limite élastique.

γ_s : coefficient de sécurité de l'acier.

$\gamma_s = 1,15$ en cas de situations durables ou transitoires.
 $\gamma_s = 1,00$ en cas de situations accidentelles.



- **l'état limite de service :**

D'après **BAEL91 (Article A.4.5.3.2)**, on trouve que :

- ✓ Fissuration peu nuisible, pas de vérification.
- ✓ Fissuration préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = \xi = \min(2/3 f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}))$.
- ✓ Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s \leq \overline{\sigma_s} = 0,8 \xi$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$\eta = 1,00$ pour des ronds lisse.
 $\eta = 1,6$ pour des aciers de H. A.

I.7 Conclusion

L'étude d'un bâtiment en béton armé demande des connaissances de bases pour garantir une structure à la fois sûre et économique. C'est pourquoi ce chapitre présente quelques rappels importants et décrit le projet à étudier, afin de mieux préparer les calculs des prochains chapitres.

Chapitre II : Pré dimensionnement des éléments résistants

II.1 Introduction

Le but du pré dimensionnement est de définir les dimensions des éléments résistants de la structure et de déterminer les différentes charges et surcharges agissant sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage. Ces dimensions sont choisies selon les formules du **RPA 2024**, **CBA93** et **BAEL 91 modifié 99**.

II.2 Pré dimensionnement des planchers

II.2.1 Définition

Les Planchers, qui constituent des surfaces Planes horizontales, ont pour principal objectif de limiter les niveaux d'un bâtiment. Ils ont une épaisseur relativement mince par rapport à leur surface et leur rôle consiste à supporter les charges et les surcharges, puis à les transmettre aux éléments Porteurs tels que les portiques et les voiles.

Comme le bâtiment est à usage d'habitation on a opté pour des planchers à corps creux pour des raisons de résistance et d'isolation (thermique et phonique).

II.2.2 Plancher à corps creux

Dans ce projet les planchers sont en corps creux. Ils sont composés de :

- **Poutrelles** : éléments résistants du plancher les corps creux et la table de compression
- **Eléments en corps creux (CC)** : ayant un rôle de remplissage
- **Table de compression (TC)** : en béton armé généralement de treillis soudé, dont l'épaisseur varie entre 4 et 6 cm.

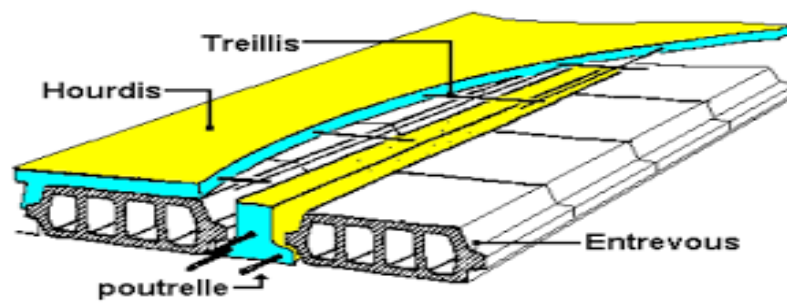


Figure II. 1: Schéma de la dalle.

L'épaisseur des plancher à corps creux est déterminée à partir de la condition de la flèche. La hauteur des poutrelles est donnée par la formule suivante :

$$\frac{L}{25} \leq h_t \leq \frac{L}{20}$$

Avec :

L : la plus grande portée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

h_t : hauteur totale du plancher.

On a: $L = 515 - 30 = 485$ cm

$$\frac{485}{25} \leq h_t \leq \frac{485}{20} \rightarrow 19,4 \text{ cm} \leq h_t \leq 24,25 \text{ cm}$$

On retient un plancher de 21 cm d'épaisseur (16+5) composé de corps creux de 16 cm et dalle plein de compression de 5.

II.3 Pré dimensionnement des Balcons

L'épaisseur de la dalle des balcons donne par la formule suivante :

$$e_0 \geq \frac{l_0}{10}$$

Avec :

e : épaisseur de la dalle

L_0 : La portée libre

$L_0 = 1,4$ m

$$e_0 \geq \frac{140}{10} = 14 \text{ cm}$$

On adoptera une épaisseur de $e = 15$ cm

II.4 Pré dimensionnement des poutres

II.4.1 Définition de la poutre

Les poutres sont des éléments porteurs ; leur rôles et transfert des charges et surcharges aux éléments verticaux (poteaux et voiles).

II.4.2 Détermination de b et h

II.4.2.1 Selon les règles CBA93

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

$$0,3h \leq b \leq 0,7h$$

Avec :

- ✓ $L_{\max}$: la plus grande portée de la poutre
- ✓ h : hauteur de la poutre
- ✓ b : largeur de la poutre

- **Poutres porteuses :**

On a $L_{\max} = 515 - 30 = 485$ cm

$$\text{Hauteur : } \frac{485}{15} \leq h \leq \frac{485}{10}$$

$$32,33 \text{ cm} \leq h \leq 48,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 45 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur : } 0,3 \times 45 \leq b \leq 0,7 \times 45$$

$$13,5 \text{ cm} \leq b \leq 31,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm.}$$

- **Poutres non porteuse :**

$$\text{On a } L_{\text{MAX}} = 375 - 30 = 345 \text{ cm}$$

$$\text{Hauteur : } \frac{345}{15} \leq h \leq \frac{345}{10}$$

$$23 \text{ cm} \leq h \leq 34,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } h = 35 \text{ cm}$$

$$\text{Largeur : } 0,3 \times 35 \leq b \leq 0,7 \times 35$$

$$10,5 \text{ cm} \leq b \leq 24,5 \text{ cm} \quad \text{on prend } b = 30 \text{ cm}$$

II.4.2.2 Vérification de la rigidité

- **Poutres porteuses :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{45}{485} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,0927 \geq 0,0625 \text{ Vérifier}$$

Donc la section des poutres porteuses est $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

- **Poutres non porteuses :**

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{35}{345} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0,1014 \geq 0,0625 \text{ Vérifier}$$

Donc la section des poutres non porteuses est $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

II.4.2.3 Vérification selon RPA 2024

Tout en respectant les conditions du **RPA 2024** relatives au coffrage des poutres d'après l'article 7.5.1.

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm : en zone I, II et III.} \\ b \geq 25 \text{ cm : en zone IV, V et VI.} \\ \quad h \geq 30 \text{ cm} \\ \quad \quad \frac{h}{b} \leq 4.0 \\ \quad b_{\text{Max}} \leq (1,5h + bc) \end{array} \right.$$

Tableau II. 1: Vérification selon le RPA 2024

Conditions	Poutres porteuses	Poutres non porteuse	Vérifications
$b \geq 25 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	$b = 30 \text{ cm}$	Vérifiée
$h \geq 30 \text{ cm}$	$h = 45 \text{ cm}$	$h = 35 \text{ cm}$	Vérifiée
$h/b \leq 4$	$h/b = 1,5$	$h/b = 1,667$	Vérifiée

II.5 Evaluation des charges

La procédure d'évaluation des charges et des surcharges implique de calculer de manière successive, pour chaque élément porteur de la structure, la charge qui lui est attribuée à chaque niveau, jusqu'à atteindre la fondation.

Les différents charges et surcharges existantes sont :

- Les charges permanentes (G)
- Les surcharges d'exploitation (Q)

II.5.1 Plancher courant

Tableau II. 2: Evaluation des charges de plancher courant

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage ceramique	2	20	0,4
2	Mortier de pose (2cm)	2	20	0,4
3	Lit de sable (3cm)	3	18	0,54
4	Plancher à corps creux (16+5)cm	21	-	3,05
5	Enduite en plâtre (2cm)	2	10	0,20
Charge permanent			$G = 4,59 \text{ KN/m}^2$	
Surcharges d'exploitation			$Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$	

II.5.2 Plancher terrasse inaccessible

Tableau II. 3: Evaluation des charges terrasse inaccessible

N°	Composants	Poids (KN/m ²)
1	Gravillon roule	00,85
2	Etanchéité multicouche (2cm)	0,12
3	Forme de pente 1%	2,2
4	Plaque de liège	0,16
5	Plancher à corps creux (16+5) cm	3,05
6	Enduit plâtre (2cm)	0,20
Charge permanente		$G = 6,58 \text{ KN/m}^2$
Surcharges d'exploitation		$Q = 1 \text{ KN/m}^2$

II.5.3 Balcon

Tableau II. 4: Evaluation des Charges de balcon

N°	Composants	Epaisseur (cm)	Poids volumique (kN/m ³)	Poids surfacique (kN/m ²)
1	Carrelage céramique	2	20	0.4
2	Mortier de pose	2	20	0,4
3	Lit de sable	2	18	0,36
4	Dalle pleine (15cm)	15	25	3,75
5	Enduite en plâtre (2cm)	2	18	0,36
Charge permanente			G = 5,27 KN/m ²	
Surcharges d'exploitation			Q = 3,5 KN/m ²	

II.6 Pré dimensionnement des poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux leurs rôles c'est de reprendre les charges verticales, et horizontales et les transmettent aux fondations.

II.6.1 Principe

Les poteaux sont près dimensionnés en compression simple en choisissant trois types de poteaux les plus sollicités de la structure. C'est-à-dire, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d'angle.

Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé lui revenant, et on utilisera un calcul basé sur la descente de charge. Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

II.6.2 Procédure de prédimensionnement

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- Les poteaux sont calculés aux états limites ultimes (ELU) en compression simple
- La section obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le **RPA 2024**
- Vérification des sections à l'ELS selon le **BAEL91/modifié 99**
- Vérification des sections trouvées à l'ELU.

D'après l'article **B.8.4.1** du **CBA93** :

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

$$Nu \leq \left(\frac{Br f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{As f_e}{\gamma_s} \right) \alpha \dots\dots (1)$$

Avec :

- N_u : effort normal ultime (compression) $= 1,35G + 1,5Q$;
- G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.
- Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.
- γ_b : Coefficient de sécurité pour le béton ($\gamma_b = 1,50$)situation durable.
- γ_s : Coefficient de sécurité pour l'acier ($\gamma_s = 1,15$) Situation durable.
- f_e : Limite élastique de l'acier ($f_e = 500$ 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 [$B_r = (a - 0,02)(b - 0,02)$] m².

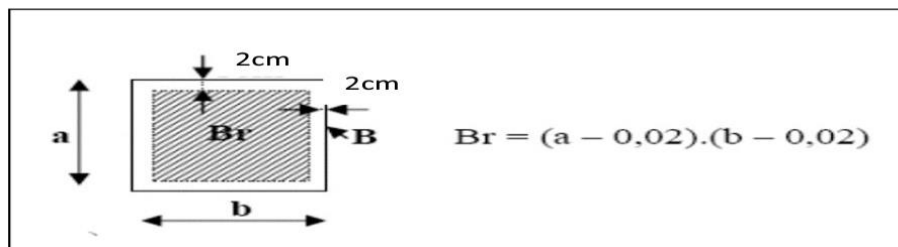


Figure II. 2: Section réduite du poteau.

- α : coefficient réducteur tenant compte de la stabilité ($\alpha = (\lambda)$).
- λ : L'élancement pour les poteaux ($\lambda = \frac{l_f}{i}$).
- l_f : longueur de flambement ($l_f = 0,7L_0 = 0,7 h_e$ (poteau est à ses extrémités, soit encastré dans un massif de fondation, soit assemblé à des poutres de plancher)).
- i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).
- I : Moment d'inertie de la section du béton par rapport à son centre de gravité et perpendiculairement au plan de flambement ($I = \frac{hb^3}{12}$).

On tire de l'équation (1) la valeur de B_r :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha \left[\frac{f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{B \gamma_s} \right]}$$

$$\begin{cases} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{cases}$$

Il est préférable de prendre $\lambda \leq 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

Selon le **BAEL91 modifié99** on a :

$$0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\%$$

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que : $\frac{A_s}{B} = 1\%$

Donc : $B_r = 0,062 N_u$

Le minimum requis par l'**RPA 2024** D'après l'article 7.4.1 :

Poteaux rectangulaire ou carrée :

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

$$\begin{cases} \min(bc; hc) \geq 25 \text{ cm} : \text{en zone I, II et III} \\ \min(bc; hc) \geq 30 \text{ cm} : \text{en zone IV, V et VI} \\ \min(bc; hc) \geq \frac{l_{cl}}{20} : \text{quelle que soit la zone} \\ \frac{1}{4} < \frac{b_c}{h_c} < 4 : \text{quelle que soit la zone} \end{cases}$$

Avec :

b_c, h_c : dimensions de la section.

l_{cl} : hauteur d'étage.

II.6.3 Vérification de la section trouvée à l'ELS

Vérifier la section a l'ELS, selon la formule :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{B + n A_s} \leq 0,6 \times f_{c28} \dots\dots (1)$$

Avec :

- N_{ser} : effort normal à l'ELS ($N_{ser} = N_G + N_Q$).
- B : section de béton du poteau.
- A_s : section des armatures : ($A_s = 1\% B$)
- n : coefficient d'équivalence $n = E_s / E_b = 15$.
- σ_{ser} : contrainte de compression à l'ELS.

En remplaçant dans l'équation (1) les différents termes par leurs valeurs, on obtient :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15 B} \leq 0,6 \times f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

II.6.4 Loi de dégression

Comme il est rare que toutes les charges d'exploitation agissent simultanément, on applique pour leur détermination la loi de dégression qui consiste à réduire les charges identiques à chaque étage de 10 % jusqu'à $0,5Q$.

Donnée par **DTR.B.C.2.2 article 6.3**

Avec : $Q_0 + (3+n) / 2n (Q)$ Pour $n \geq 5$

n : nombre d'étage.

Q_0 : la charge d'exploitation sur Loi de dégression la terrasse : $Q = 1 \text{ KN/m}^2$ (Terrasse inaccessible).

Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

$Q_1 \dots Q_8$: plancher étages courants (usage habitation) : $Q = 1.5 \text{ KN/m}^2$

Q_9 : plancher du rez de chaussée : $Q = 1,5 \text{ KN/m}^2$ (RDC).

II.6.5 Descente de charges

Le but du calcul de la descente des charges est de trouver pour chaque élément porteur au niveau de chaque plancher les charges correspondantes. Cette descente de charges sera réalisée dans tous les cas c'est à dire pour un poteau central, un poteau de rive ou un poteau d'angle.

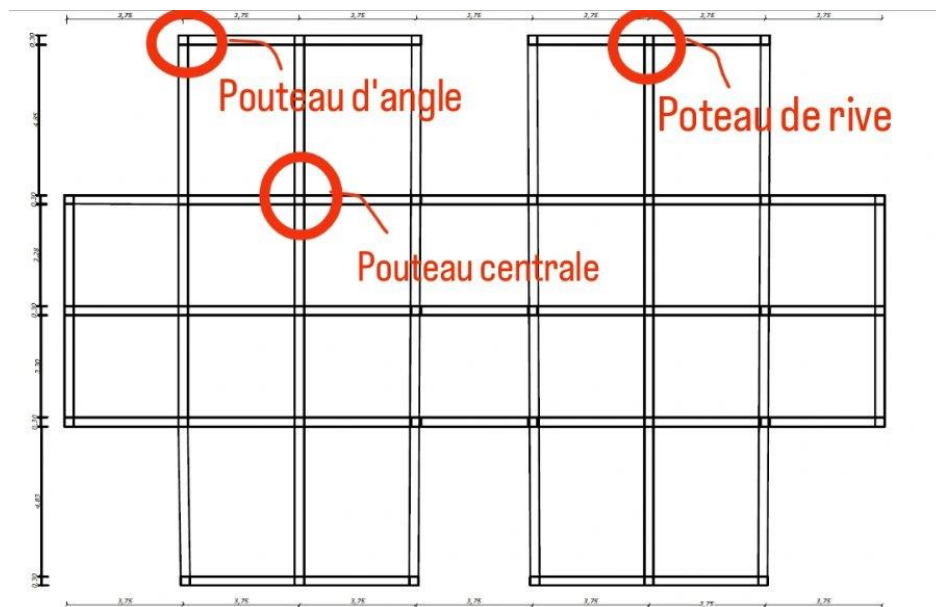


Figure II. 3: Types de poteaux pour la descente charges.

II.6.5.1 Poteau centrale

- Détermination des charges :

Surface d'influence :

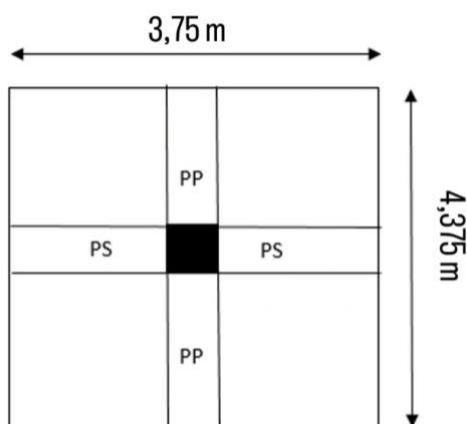


Figure II. 4: Surface d'influence du poteau centrale.

$$SQ = (4,375 \times 3,75) = 16,41 \text{ m}^2$$

$$SG = (4,375 - 0,3) \times (3,75 - 0,3) = 14,05 \text{ m}^2$$

- a) Charge d'exploitation :

Tableau II. 5: Dégression des surcharges

Niveau	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (KN/m ²)
9 ^{eme}	$Q_0 = Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$	16,41
8 ^{eme}	$Q_1 = Q$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	41,025
7 ^{eme}	$Q_2 = 0,90 Q$	$\Sigma_2 = Q_0 + Q_1 + Q_2$	63,1785
6 ^{eme}	$Q_3 = 0,80 Q$	$\Sigma_3 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3$	82,8705
5 ^{eme}	$Q_4 = 0,70 Q$	$\Sigma_4 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$	100,101
4 ^{eme}	$Q_5 = 0,60 Q$	$\Sigma_5 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$	114,87
3 ^{eme}	$Q_6 = 0,50 Q$	$\Sigma_6 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6$	127,1775
2 ^{eme}	$Q_7 = 0,50 Q$	$\Sigma_7 = Q_0 + Q_1 + \dots + Q_7$	139,485
1 ^{er}	$Q_8 = 0,50 Q$	$\Sigma_8 = Q_0 + Q_1 + \dots + Q_8$	151,7925
RDC	$Q_9 = 0,50 Q$	$\Sigma_9 = Q_0 + Q_1 + \dots + Q_9$	164,1

- b) Charge permanent :

- Poids des planchers :

Plancher terrasse : $G = 14,05 \times 6,69 = 93,99 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 14,05 \times 6,99 = 98,21 \text{ KN}$

- Poids des poutres :

Poutre porteuse : $G = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times 4,375 = 14,76 \text{ KN}$

Poutre non porteuse : $G = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (3,75-0,3) = 9,05 \text{ KN}$

- Poids des poteaux :

les charges des poteaux sont évaluées comme suit :

$$G_{\text{poteau}} = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalles}} + 10\%P_1$$

$$P_1 = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalles}}$$

$$\text{Exp : } G_{\text{poteau9}} = 93,99 + 23,81 + 10\%(93,99 + 23,81) = 129,58 \text{ KN}$$

Tableau II. 6: Calcul des charges du poteaux

	Niveau	Élément	G de chaque niveau (KN)	G cumule (KN)
9 ^{eme}	N ₁	Plancher terrasse inaccessible Poutres 10%P ₁ Totale	93,99 23,81 11,78 129,58	129,58
8 ^{eme}	N ₂	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	98,21 23,81 12,2 134,22	263,8
7 ^{eme}	N ₃	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	98,21 23,81 12,2 134,22	398,02
6 ^{eme}	N ₄	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	98,21 23,81 12,2 134,22	532,24
5 ^{eme}	N ₅	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	98,21 23,81 12,2 134,22	666,46
4 ^{eme}	N ₆	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	98,21 23,81 12,2 134,22	800,68
3 ^{eme}	N ₇	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	98,21 23,81 12,2 134,22	934,9

2 ^{eme}	N ₈	Plancher courant	98,21	1069,12
		Poutres	23,81	
		10%P ₁	12,2	
		Totale	134,22	
1 ^{er}	N ₉	Plancher courant	98,21	1203,34
		Poutres	23,81	
		10%P ₁	12,2	
		Totale	134,22	
RDC	N ₁₀	Plancher courant	98,21	1337,56
		Poutres	23,81	
		10%P ₁	12,2	
		Totale	134,22	

- **Exemple de calcul :**

Calcul du poteau :

Pour la terrasse on a : $\begin{cases} N_G = 129,58 \text{ KN} \\ N_Q = 16,41 \text{ KN} \end{cases}$

$$N_u = 1,35N_G + 1,5N_Q = 199,54 \text{ KN}$$

$$B_r \geq 0,062N_u \Rightarrow B_r \geq 123,69 \text{ cm}^2$$

$$B_r = (a-0,02)(b-0,02)$$

$$\text{On a } a=b \Rightarrow B_r = (a-0,02)^2$$

$$A = \sqrt{B_r} + 0,02 = 11,14 \text{ cm}$$

Vérification de la section a l'ELS :

$$N_{ser} = N_G + N_Q = 153,12 \text{ KN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \leq 0,6 \times f_{c28} \Rightarrow \sigma_{ser} = \frac{111,6 \times 10}{1,15 \times 900} = 1,07 \text{ MPa} \leq 0,6 \times 25 = 15 \text{ Mpa}$$

Les résultats et le choix des poteaux centraux sont regroupés dans les tableaux ci-dessus :

c) Calcul du poteau :

Tableau II. 7: Choix des sections des poteaux

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm ²)	Min Rpa (cm ²)	Choix
9 ^{eme}	129,58	16,41	199,548	123,719	11,14	30×30	30×30
8 ^{eme}	263,8	41,025	417,667	258,953	16,11	30×30	30×30
7 ^{eme}	398,02	63,17	632,082	391,890	19,81	30×30	30×30
6 ^{eme}	532,24	82,87	842,829	522,553	22,87	30×30	30×30
5 ^{eme}	666,46	100,10	1049,87	650,920	25,53	30×30	30×30
4 ^{eme}	800,68	114,87	1253,22	776,998	27,89	30×30	30×30
3 ^{eme}	934,9	127,17	1452,87	900,779	30,03	30×30	35×35
2 ^{eme}	1069,12	139,48	1652,53	1024,56	32,02	30×30	35×35
1 ^{er}	1203,34	151,79	1852,19	1148,36	33,90	30×30	40×40
RDC	1337,56	164,1	2051,85	1272,15	35,68	30×30	40×40

d) Vérification de la section a l'ELS

Tableau II.9. Vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux

niveau	N _{ser} (KN)	B (cm ²)	σ_{ser} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obc
9 ^{eme}	145,99	900	1,41	15	ok
8 ^{eme}	304,825	900	2,94	15	ok
7 ^{eme}	461,19	900	4,45	15	ok
6 ^{eme}	615,11	900	5,94	15	ok
5 ^{eme}	766,56	900	7,401	15	ok
4 ^{eme}	915,55	900	8,84	15	ok
3 ^{eme}	1062,07	1225	7,53	15	ok
2 ^{eme}	1208,6	1225	8,57	15	ok
1 ^{er}	1355,13	1600	7,36	15	ok
RDC	1501,66	1600	8,165	15	ok

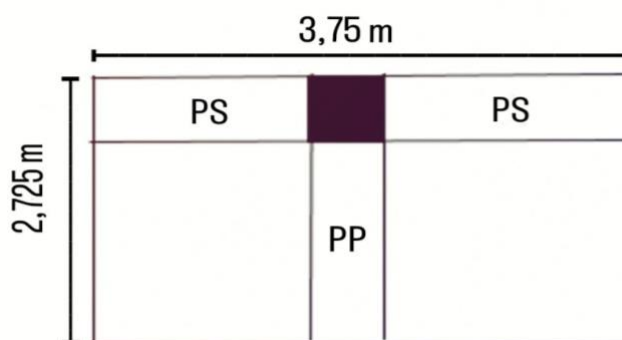
II.6.5.2 Poteau de rive

Figure II. 5: Surface d'influence du poteau de rive.

Détermination des charges :**Surface d'influence :**

$$SQ = (2,725 \times 3,75) = 10,22 \text{ m}^2$$

$$SG = (2,725 - 0,3) \times (3,75 - 0,3) = 8,36 \text{ m}^2$$

a) Charge d'exploitation :

Tableau II. 8: Dégression des surcharges

Niveau	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (KN/m ²)
9 ^{eme}	$Q_0 = Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$	10,22
8 ^{eme}	$Q_1 = Q$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	25,55
7 ^{eme}	$Q_2 = 0,90 Q$	$\Sigma_2 = Q_0 + Q_1 + Q_2$	39,347
6 ^{eme}	$Q_3 = 0,80 Q$	$\Sigma_3 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3$	51,611
5 ^{eme}	$Q_4 = 0,70 Q$	$\Sigma_4 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$	62,342
4 ^{eme}	$Q_5 = 0,60 Q$	$\Sigma_5 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$	71,54
3 ^{eme}	$Q_6 = 0,50 Q$	$\Sigma_6 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6$	79,205
2 ^{eme}	$Q_7 = 0,50 Q$	$\Sigma_7 = Q_0 + Q_1 + \dots + Q_7$	86,87
1 ^{er}	$Q_8 = 0,50 Q$	$\Sigma_8 = Q_0 + Q_1 + \dots + Q_8$	94,535
RDC	$Q_9 = 0,50 Q$	$\Sigma_9 = Q_0 + Q_1 + \dots + Q_9$	102,2

b) Charge permanent :

- Poids des planchers :**

Plancher terrasse : $G = 8,36 \times 6,69 = 55,92 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 8,36 \times 6,99 = 58,43 \text{ KN}$

- Poids des poutres :**

Poutre principale : $G = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times 2,725 = 9,19 \text{ KN}$

Poutre secondaire : $G = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (3,75 - 0,3) = 9,05 \text{ KN}$

- Poids des poteaux :

$$G_{\text{poteau}} = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalles}} + 10\%P_1$$

$$P_1 = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalles}}$$

Tableau II. 9: Calcul des charges du poteaux

	Niveau	Élément	G de chaque niveau (KN)	G cumule (KN)
9 ^{eme}	N ₁	Plancher terrasse inaccessible Poutres 10%P ₁ Totale	55,92 18,24 7,41 81,57	81,57
8 ^{eme}	N ₂	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	58,43 18,24 7,66 84,33	165,9
7 ^{eme}	N ₃	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	58,43 18,24 7,66 84,33	250,23
6 ^{eme}	N ₄	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	58,43 18,24 7,66 84,33	334,56
5 ^{eme}	N ₅	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	58,43 18,24 7,66 84,33	418,89
4 ^{eme}	N ₆	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	58,43 18,24 7,66 84,33	503,22
3 ^{eme}	N ₇	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	58,43 18,24 7,66 84,33	587,55
2 ^{eme}	N ₈	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	58,43 18,24 7,66 84,33	671,88
1 ^{er}	N ₉	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	58,43 18,24 7,66 84,33	756,21
RDC	N ₁₀	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	58,43 18,24 7,66 84,33	840,54

c) Calcul du poteau :

Tableau II. 10: Choix des sections des poteaux

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm ²)	Min Rpa (cm ²)	Choix
9 ^{eme}	81,57	10,22	125,44	77,77	8,839	30×30	30×30
8 ^{eme}	165,9	25,55	262,29	162,61	12,77	30×30	30×30
7 ^{eme}	250,23	39,347	396,83	246,03	15,70	30×30	30×30
6 ^{eme}	334,56	51,611	529,07	328,02	18,13	30×30	30×30
5 ^{eme}	418,89	62,342	659,01	408,58	20,23	30×30	30×30
4 ^{eme}	503,22	71,54	786,65	487,72	22,10	30×30	30×30
3 ^{eme}	587,55	79,205	912	565,44	23,79	30×30	30×30
2 ^{eme}	671,88	86,87	1037,34	643,15	25,38	30×30	30×30
1 ^{er}	756,21	94,535	1162,68	720,86	26,86	30×30	30×30
RDC	840,54	102,2	1288,02	798,57	28,27	30×30	30×30

d) Vérification de la section a l'ELS

Tableau II.9. Vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux

niveau	N _{ser} (KN)	B (cm ²)	σ_{ser} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	Obc
9 ^{eme}	91,79	900	0,88	15	ok
8 ^{eme}	191,45	900	1,84	15	ok
7 ^{eme}	289,577	900	2,79	15	ok
6 ^{eme}	386,171	900	3,73	15	ok
5 ^{eme}	481,232	900	4,64	15	ok
4 ^{eme}	574,76	900	5,55	15	ok
3 ^{eme}	666,755	900	6,44	15	ok
2 ^{eme}	758,75	900	7,33	15	ok
1 ^{er}	850,745	900	8,21	15	ok
RDC	942,74	900	9,10	15	ok

II.6.5.3 . Poteau d'angle

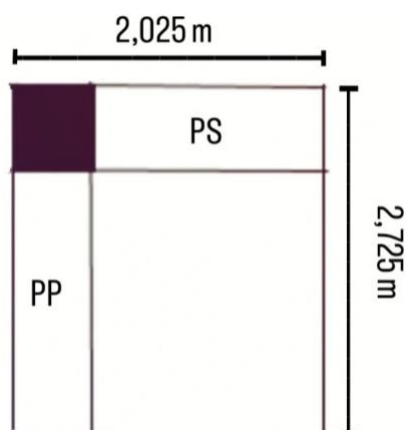


Figure II. 6: Surface d'influence du poteau d'angle.

Détermination des charges :

Surface d'influence :

$$SQ = (2,725 \times 2,025) = 5,52 \text{ m}^2$$

$$SG = (1,725 - 0,3) \times (2,425 - 0,3) = 4,18 \text{ m}^2$$

a) Charge d'exploitation :

Tableau II. 11: Dégression des surcharges

Niveau	Surcharge	Σ Surcharge	Σ Surcharge (KN/m ²)
9 ^{eme}	$Q_0 = Q_0$	$\Sigma_0 = Q_0$	5,52
8 ^{eme}	$Q_1 = Q$	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	13,8
7 ^{eme}	$Q_2 = 0,90 Q$	$\Sigma_2 = Q_0 + Q_1 + Q_2$	21,252
6 ^{eme}	$Q_3 = 0,80 Q$	$\Sigma_3 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3$	27,876
5 ^{eme}	$Q_4 = 0,70 Q$	$\Sigma_4 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4$	33,672
4 ^{eme}	$Q_5 = 0,60 Q$	$\Sigma_5 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5$	38,64
3 ^{eme}	$Q_6 = 0,50 Q$	$\Sigma_6 = Q_0 + Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6$	42,78
2 ^{eme}	$Q_7 = 0,50 Q$	$\Sigma_7 = Q_0 + Q_1 + \dots + Q_7$	46,92
1 ^{er}	$Q_8 = 0,50 Q$	$\Sigma_8 = Q_0 + Q_1 + \dots + Q_8$	51,06
RDC	$Q_9 = 0,50 Q$	$\Sigma_9 = Q_0 + Q_1 + \dots + Q_9$	55,2

b) Charge permanent :

• **Poids des planchers :**

Plancher terrasse : $G = 4,18 \times 6,69 = 27,96 \text{ KN}$

Plancher courant : $G = 4,18 \times 6,99 = 29,21 \text{ KN}$

- Poids des poutres :

Poutre principale : $G = 25 \times 0,3 \times 0,45 \times 2,725 = 9,19 \text{ KN}$

Poutre secondaire : $G = 25 \times 0,3 \times 0,35 \times (2,025 - 0,3) = 4,52 \text{ KN}$

- Poids des poteaux :

$G_{\text{poteau}} = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalles}} + 10\%P_1$

$P_1 = P_{\text{poutre}} + P_{\text{dalles}}$

Tableau II. 12: Calcul des charges du poteaux

	Niveau	Élément	G de chaque niveau (KN)	G cumule (KN)
9 ^{eme}	N ₁	Plancher terrasse inaccessible Poutres 10%P ₁ Totale	27,96 13,71 4,16 45,83	45,83
8 ^{eme}	N ₂	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	29,21 13,71 4,29 47,21	93,04
7 ^{eme}	N ₃	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	29,21 13,71 4,29 47,21	140,25
6 ^{eme}	N ₄	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	29,21 13,71 4,29 47,21	187,46
5 ^{eme}	N ₅	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	29,21 13,71 4,29 47,21	234,67
4 ^{eme}	N ₆	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	29,21 13,71 4,29 47,21	281,88
3 ^{eme}	N ₇	Plancher courant Poutres 10%P ₁ Totale	29,21 13,71 4,29 47,21	329,09
2 ^{eme}	N ₈	Plancher courant Poutres 10%P ₁	29,21 13,71 4,29	376,3

		Totale	47,21	
1^{er}	N₉	Plancher courant	29,21	423,51
		Poutres	13,71	
		10%P ₁	4,29	
		Totale	47,21	
RDC	N₁₀	Plancher courant	29,21	470,72
		Poutres	13,71	
		10%P ₁	4,29	
		Totale	47,21	

c) Calcul du poteau :

Tableau II. 13: Choix des sections des poteaux

Niveau	G (KN)	Q (KN)	Nu (KN)	Br (cm ²)	a=b (cm ²)	Min Rpa (cm ²)	Choix
9 ^{eme}	45,83	5,52	70,15	43,49	6,61	30×30	30×30
8 ^{eme}	93,04	13,8	146,30	90,70	9,54	30×30	30×30
7 ^{eme}	140,25	21,252	221,21	137,15	11,73	30×30	30×30
6 ^{eme}	187,46	27,876	294,88	182,82	13,54	30×30	30×30
5 ^{eme}	234,67	33,672	367,31	227,73	15,11	30×30	30×30
4 ^{eme}	281,88	38,64	438,49	271,86	16,50	30×30	30×30
3 ^{eme}	329,09	42,78	508,44	315,23	17,77	30×30	30×30
2 ^{eme}	376,3	46,92	578,38	358,59	18,95	30×30	30×30
1 ^{er}	423,51	51,06	648,32	401,96	20,06	30×30	30×30
RDC	470,72	55,2	718,27	445,32	21,12	30×30	30×30

d) Vérification de la section a l'ELS

Tableau II.9. Vérification de la résistance et de L'ELS des poteaux

niveau	N _{ser} (KN)	B (cm ²)	σ _{ser} (MPa)	σ _{bc} (MPa)	Obc
9 ^{eme}	51,35	900	0,49	15	ok
8 ^{eme}	106,84	900	1,03	15	ok
7 ^{eme}	161,502	900	1,56	15	ok
6 ^{eme}	215,336	900	2,08	15	ok
5 ^{eme}	268,342	900	2,59	15	ok
4 ^{eme}	320,52	900	3,09	15	ok
3 ^{eme}	371,87	900	3,59	15	ok
2 ^{eme}	423,22	900	4,08	15	ok
1 ^{er}	474,57	900	4,58	15	ok
RDC	525,92	900	5,08	15	ok

II.6.6 Choix finals des sections des poteaux

Tableau II. 14: Choix des sections des poteaux

Niveau	Poteau centrale	Poteau de rive	Poteau d'angle	Choix final
9 ^{eme}	30×30	30×30	30×30	30×30
8 ^{eme}	30×30	30×30	30×30	30×30
7 ^{eme}	30×30	30×30	30×30	30×30
6 ^{eme}	30×30	30×30	30×30	30×30
5 ^{eme}	30×30	30×30	30×30	30×30
4 ^{eme}	30×30	30×30	30×30	30×30
3 ^{eme}	35×35	30×30	30×30	35×35
2 ^{eme}	35×35	30×30	30×30	35×35
1 ^{er}	40×40	30×30	30×30	40×40
RDC	40×40	30×30	30×30	40×40

II.7 Pré dimensionnement des voiles

Les voiles sont des murs en béton armé qui servent, d'une part, à contreventer le bâtiment enreprenant les efforts horizontaux (séisme et/ou vent) et d'autre part, à reprendre les efforts verticaux (poids propre et autres) qu'ils transmettent aux fondations.

Le prédimensionnement des voiles en béton armé sera conformément à l'article 7.7 de RPA 2024.

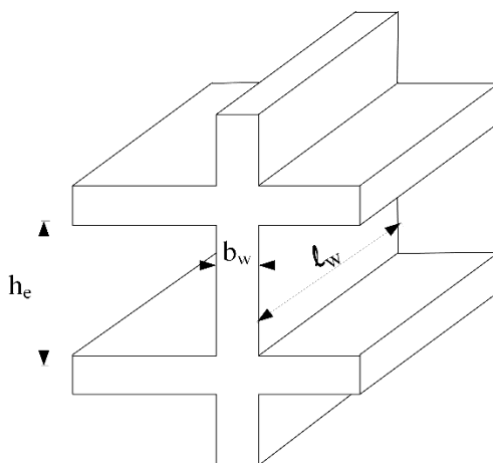


Figure II. 7: Coupe de voile en élévation.

Pour qu'un élément soit considéré comme un voile de contreventement il doit respecter satisfaisant certaine condition :

D'après le RPA 2024 (7.7.1) sont considérés comme voiles les éléments de contreventement satisfaisant les conditions :

Selon l'équation (7.9) : $l_w \geq \max \left(\frac{h_e}{3} ; 4b_w ; 1\text{m} \right)$

Dans le cas contraire, ces éléments sont considérés comme des éléments linéaires (poteau).

Avec :

✓ l_w : la longueur du voile.

✓ b_w : épaisseur des voiles.

Selon l'équation (7.10) : l'épaisseur b_w doit respecter la condition suivante :

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm} ; \frac{h_e}{20} \right)$$

Avec : 15 cm est l'épaisseur minimale.

Pour tous les niveaux : $h_e = 305 - 45 = 260 \text{ cm}$

$$b_w \geq \max \left(15 \text{ cm} ; \frac{260}{20} \right)$$

$$b_w \geq \max (15 \text{ cm} ; 13\text{cm}) \rightarrow b_w \geq 15 \text{ cm}$$

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

$$l_w \geq \max \left(\frac{2,6}{3} ; 4 \times 0,2 ; 1\text{m} \right)$$

$$l_w \geq \max (0,86\text{m} ; 0,8\text{m} ; 1\text{m}) \rightarrow l_w \geq 1\text{m}$$

II.8 Conclusion

Après que nous avons fini le prédimensionnement des éléments et que nous Avons fait toutes les vérifications nécessaires, nous avons adopté pour les éléments les sections suivantes :

Poutres principales : $(30 \times 45) \text{ cm}^2$

Poutres secondaires : $(30 \times 35) \text{ cm}^2$

Plancher corps creux : $(16+5)$

Poteau (RDC + 1^{er} étage) : $(40 \times 40) \text{ cm}^2$

Poteau (2^{eme} étage + 3^{eme} étage) : $(35 \times 35) \text{ cm}^2$

Poteau (reste des étages) : $(30 \times 30) \text{ cm}^2$

Voile : 20 cm

Chapitre III : Prédimensionnement des éléments secondaires

III.1 Introduction

Les éléments secondaires ne participent pas directement à la stabilité de la structure, mais ils sont essentiels pour son fonctionnement. Ce chapitre présente le calcul de l'acrotère, de l'escalier, du plancher (corps creux), de la dalle pleine(balcon) et de la dalle d'ascenseur. Leur calcul se fait suivant le règlement **BAEL 91 modifié 99** en respectant le règlement parasismique Algérien **RPA 2024**.

III.2 L'acrotère

III.2.1 Introduction

C'est un élément secondaire qui coiffe la tour (sommet de la structure) réalisé en béton armé, il a pour rôle :

- La protection de la ligne de jonction entre l'acrotère et les formes de pont contre les eaux pluviales.
- La protection des ouvriers de maintenance.
- La décoration extérieure.

L'acrotère se comporte comme une console concentrée au niveau du plancher terrasse, il est sollicité par une flexion composée :

- Compression due à son poids propre (G) considéré comme effort normal.
- Flexion due à la surcharge horizontale (Q) appliqué à son extrémité due à la main courante.

III.2.2 Evaluation des charges

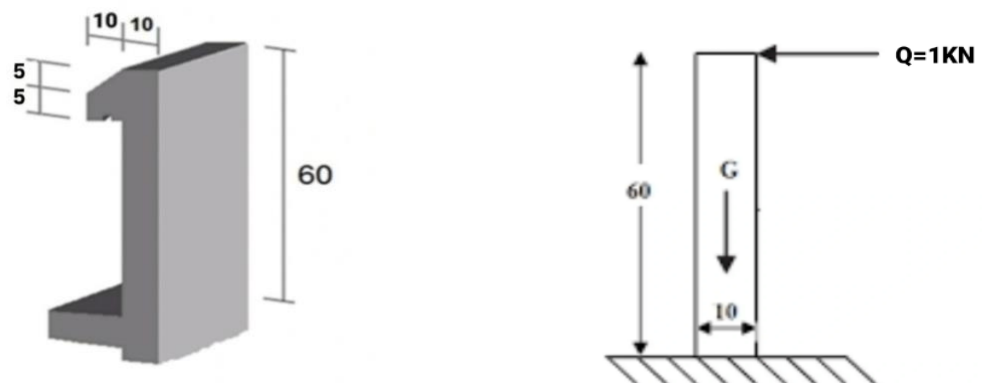


Figure III. 1: Acrotère.

a. La charge permanente :

- **La section de l'acrotère est :**

$$S = (0.6 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1) + (0.05 \times 0.1)/2 = 0.068 \text{ m}^2$$

- **Poids propre de l'acrotère :**

$$G_1 = \rho_b \times S = 25 \times 0.068 = 1.7 \text{ KN/m}$$

- **Poids revêtements enduit en ciment :**

$$G_2 = \rho \times p \times e$$

Avec :

ρ : poids volumique du ciment ($\rho = 18 \text{ KN/m}^3$)

P : périmètre transversale de l'acrotère

e : épaisseur des enduits de ciments ($e = 1.5 \text{ cm}$)

$$p = 0.6 + 0.1 + 0.1 + 0.05 + 0.1 + 0.5 = 1.45 \text{ m}$$

$$G_2 = 18 \times 1.45 \times 0.015 = 0.39 \text{ KN/m}$$

- **Charge permanente de l'acrotère :**

$$G = G_1 + G_2 = 1.7 + 0.39$$

$$G = 2.09 \text{ KN/m}$$

b. La charge d'exploitation :

Charge d'exploitation : $Q = 1 \text{ KN/ml}$.

c. Les forces horizontales :

Selon le **RPA 2024 article 6.2.3**, concernant le calcul des forces horizontales F_p agissant sur les éléments non structuraux elles sont calculées par la formule suivante :

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

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone (**cf. Tableau (3.2)**).
 $A = 0.3$ (zone VI)
- I : Coefficient d'importance (**cf. Tableau (3.11)**).
 $I = 1$ (Groupe d'importance 2)
- S : Coefficient de site (**cf. Tableaux (3.3) & (3.4)**).
 $S = 1.3$ (**tableau (3.3)**) (zone VI, Site S_3)
- C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.4 et 0.8 (**cf. Tableau (6.1)**)
 $C_p = 0.8$ (élément en consol)

- W_p : Poids de l'élément considéré.
 $W_p = 2,09 \text{ KN/m}$
- H : Hauteur totale du bâtiment à partir de la base.
 $H = 30,45 \text{ m}$
- h_z : Hauteur, du niveau "k", à partir de la base.
 $h_z = 30,45 \text{ m}$

$$F_{pk} = (0,3 \times 1 \times 1,3) \times 0,8 \times \left(1 + \frac{3 \times 30,45}{30,35}\right) \times 2,09$$

$$F_{pk} = 2,61 \text{ KN/m}$$

$$Q = \max(F_p, 1,5Q) \Rightarrow Q = \max(2,61 ; 1,5 \times 1 = 1,5)$$

$$Q = 2,61 \text{ KN/}$$

III.2.3 Combinaison

La détermination des efforts est montrée dans le tableau ci-dessous :

Tableau III. 1: Détermination des efforts à l'ELU et l'ELS

	L'ELU	L'ELS
L'effort normal de compression N_u (KN)	$N_u = 1.35 \times G = 1.35 \times 2,09$ $N_u = 2,82$	$N_s = G$ $N_s = 2,09$
Moment fléchissant M_u (KN.m)	$M_u = 1.5 \times Q \times h = 1.5 \times 2,61 \times 0,6$ $M_u = 2,35$	$M_s = Q \times h = 2,61 \times 0,6$ $M_s = 1,56$
L'effort tranchant V_u (KN)	$V_u = 1.5 \times Q = 1.5 \times 2,61$ $V_u = 3,91$	$V_s = Q$ $V_s = 2,61$

III.2.4 Ferrailage de l'acrotère

$h = 10 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 9 \text{ cm}$; $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $c = c' = 2 \text{ cm}$;
 $f_e = 500 \text{ MPa}$

III.2.4.1 Calcul de l'excentricité

L'excentricité de 1^{er} ordre : $e_1 = \frac{M_u}{N_u}$ $e_1 = \frac{2,35}{2,82}$ **$e_1 = 83 \text{ cm}$**

$$\frac{h_0}{2} - c' = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm}$$

$$e_1 = 83 \text{ cm} > \frac{h_0}{2} - c' = 3 \text{ cm} \rightarrow \text{La section partiellement comprimée}$$

Les armatures seront calculées à la flexion en équilibrant le moment fictif M_f

III.2.4.2 Calcul du moment fictif M_f :

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h_0}{2} - c' \right) = 2,35 + 2,82 \left(\frac{10}{2} - 2 \right)$$

$$\mathbf{M_f = 2,43 \text{ KNm}}$$

III.2.4.3 Calcul des armatures

- $\mu = \frac{Mf}{bd^2 f_{bc}} = \frac{2,43 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 14,17} = 0,021 < \mu_R$
- $A_s' = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.
- $\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\alpha}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,021}) = 0,026$
- $Z = d(1 - 0,4\alpha) = 90(1 - 0,4 \times 0,026) = 89,06 \text{ mm}$
- $A_s = \frac{Mf}{Z \sigma_{bc}} = \frac{2,43 \times 10^6}{89,06 \times 435} = 62,72 \text{ mm}^2$
- $A_{s1} = A_s' = 0 \text{ cm}^2$
- $A_{s2} = A_{sf} - \frac{Nu}{\sigma_s} = 62,72 - \frac{2,82 \times 10^3}{500/1,15} = 56,23 \text{ mm}^2 = 0,56 \text{ cm}^2$

III.2.4.4 Vérification de la section d'acier

Condition de non fragilité (BAEL 91 Art 4.2.1)

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

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

$$A_{min} = 0,23 \times 1000 \times 90 \times \frac{2,1}{500} = 0,86 \text{ cm}^2$$

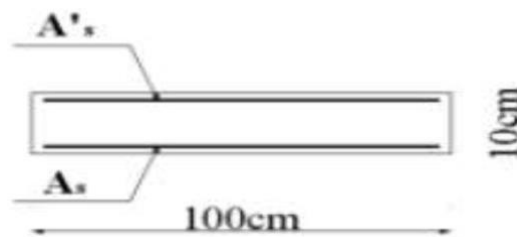


Figure III. 2: Coupe horizontale d'un l'acrotère.

$A_{min} = 0,86 \text{ cm}^2 > A_s = 0,56 \text{ cm}^2 \rightarrow$ la condition de non fragilité n'est pas vérifiée, donc on prend :

$$A = A_{min} = 0,86 \text{ cm}^2$$

Soit A_s adopté : 4T8 = $2,01 \text{ cm}^2$

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

III.2.4.5 Armatures de répartitions

La section des armatures de répartition découle de celle des armatures principales

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \rightarrow A_r \geq \frac{2,01}{4} = 0,5 \text{ cm}^2$$

On a choisi 3T8 avec un espacement $St = 20 \text{ cm}$.

III.2.4.6 Vérification à l'ELS

La fissuration est préjudiciable, la vérification se fera suivant l'organigramme (flexion composée à ELS).

- Vérification des contraintes béton :

La vérification a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

Tableau III. 2: Vérification des contraintes du béton

Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma_{bc}}$
1,56	2,01	1,71	15	Vérifiée

- Vérification des contraintes d'aciers :

Tableau III. 3: Vérification des contraintes d'aciers

Acier	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	$\sigma_s \leq \overline{\sigma_s}$
Tendu	1,56	2,01	12,9	250	Vérifiée
Comprimé	1,56	2,01	87,1	250	Vérifiée

III.2.4.7 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \overline{\tau_u} = \min (0,1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2,5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{3,91 \times 10^3}{1000 \times 90} = 0,043 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots \text{vérifié}$$

III.2.5 Schéma de ferrailage

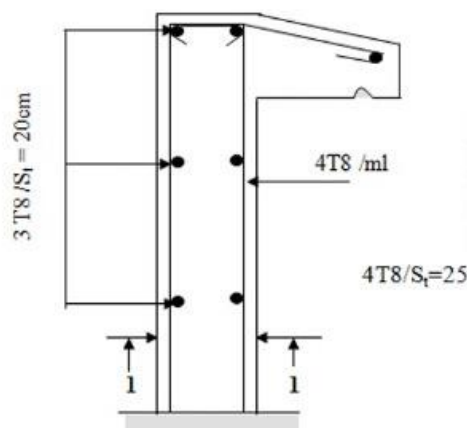


Figure III. 3: Schéma de ferrailage de l'acrotère.

III.3 Les Escaliers

III.3.1 Introduction

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre en montant et descendant.

III.3.2 Définition des éléments d'un escalier

La montée : est la hauteur à gravir, elle est en général égale à une hauteur d'étage.

La marche : est le plan horizontal sur lequel se pose le pied.

La hauteur de marche : est la différence du niveau entre deux marches successives (h).

La contremarche : est le plan vertical situé entre deux marches successives.

Le nez de marche : est l'arête qui limite l'avant du plan d'une marche.

Le giron : est la distance horizontale entre 2 nez de marches successifs ou entre 2 contremarches successives (g).

Une volée : est un ensemble continu de marches situé entre deux paliers successifs.

Un palier : est une plate-forme horizontale de repos entre deux volées.

L'emmarchement : est la longueur d'une marche.

La paillasse : est la dalle inclinée en béton armé qui porte les marches d'un escalier.

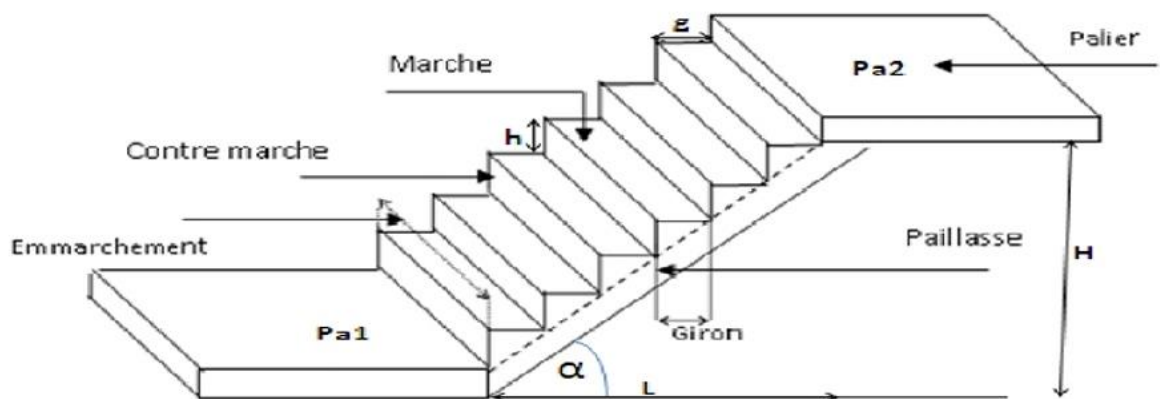


Figure III. 4: Élément d'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable, on doit avoir selon la formule de Blondel :

$$54\text{cm} \leq 2h+g \leq 66 \text{ cm}$$

Avec :

h : Hauteur de la marche.

g : Largeur de la marche.

On adopte $h = 17 \text{ cm}$ et $g = 30 \text{ cm}$

$$54 \text{ cm} \leq 2 \times 17 + 30 \leq 66 \text{ cm} \text{ alors } 54 \text{ cm} \leq 64 \text{ cm} \leq 66 \text{ cm (vérifie)}$$

$$\text{On a } H = \frac{he}{2} = \frac{305}{2} = 153 \text{ cm}$$

$$\text{Donc } n = \frac{H}{h} = \frac{153}{17} = 9$$

Avec :

H : Hauteur de la volée.

n : Nombre de marches.

On aura 18 marches pour niveau étage courant.

- **L'épaisseur de paillasse :**

$$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$$

$$L = \sqrt{1,53^2 + 2,58^2} = 2,81 \text{ m}$$

$$\text{Donc } \frac{281}{30} \leq e \leq \frac{281}{20} \quad 9,36 \text{ cm} \leq e \leq 14,01 \text{ cm}$$

Alors on prend $e = 15 \text{ cm}$

NB : le palier aura la même épaisseur que la volée

III.3.3 Évaluation des charges

- a) Charges permanentes :

- La paillasse

Tableau III. 4: Charge permanente de la paillasse

Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m3)	Poids surfacique (KN/m2)
Poids propre de paillasse	$\frac{ep}{\cos(\alpha)} = 0.17$	25	4,25
Poids propre de la marche	$\frac{h}{2} = 0.085$	25	2,12
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
$\Sigma G = 7,57 \text{ KN/m}^2$			

- Le palier :

Tableau III. 5: Charge permanente du palier

Composant	Epaisseur (m)	Poids volumique (KN/m)	Poids surfacique (KN/m ²)
Poids propre de palier	0,2	25	5
Carrelage	0.02	22	0.44
Mortier de pose	0.02	20	0.4
Enduit de ciment	0.02	18	0.36
$\Sigma G = 6,2 \text{ KN/m}^2$			

b) Charge d'exploitation :

Pour une construction d'habitation $Q = 2.5 \text{ kN/m}^2$.

Détermination des efforts :

À l'E.L.U : $P_u = 1.35 G + 1.5 Q$

À l'E.L.S : $P_{ser} = G + Q$

Tableau III. 6: Combinaison des charges

	G (KN)	Q (KN)	P _u (KN)	P _{ser} (KN)
Paillasse	7,57	2,5	13,97	10,07
Palier	6,2	2,5	12,12	8,7

III.3.4 Diagramme des efforts internes :

N.B : les diagrammes sont tirés à partir de l'application Beam Design.

- L'ELU :

Schéma statique :

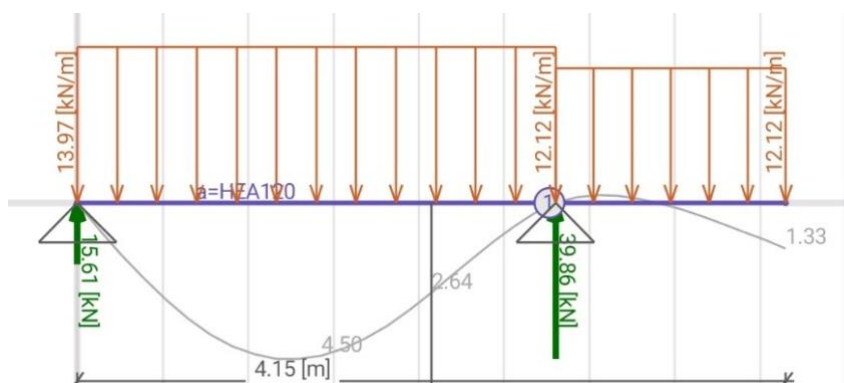


Figure III. 5: Schéma statique palier paillasse l'ELU.

Diagramme des efforts internes :

Moment fléchissant :

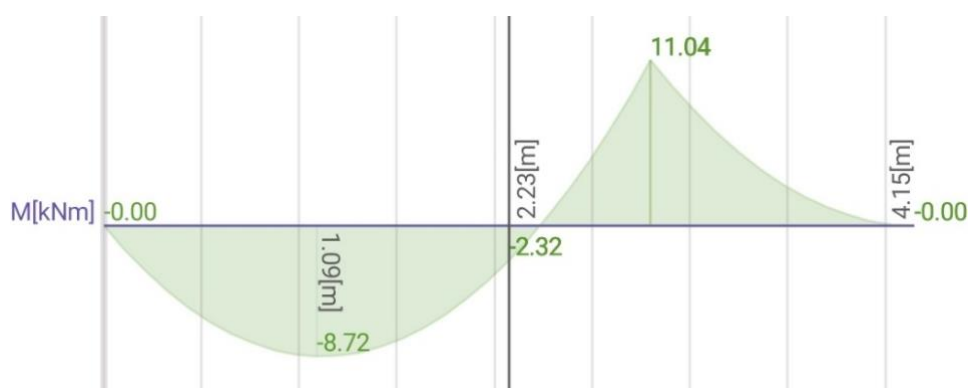


Figure III. 6: Diagramme des moments à l'ELU.

Effort tranchant :

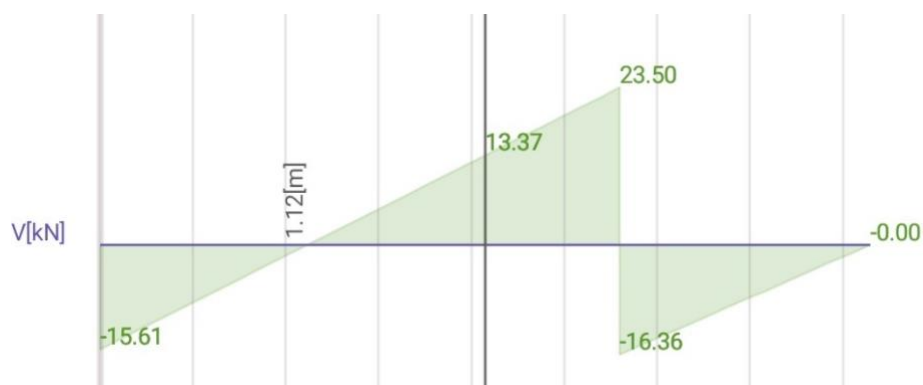


Figure III. 7: Diagramme des efforts tranchants à l'ELU.

$$\begin{cases} T_{max} = 23,5 \text{ KN} \\ M_{max} = 11,04 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- L'ELS :

Schéma statique :

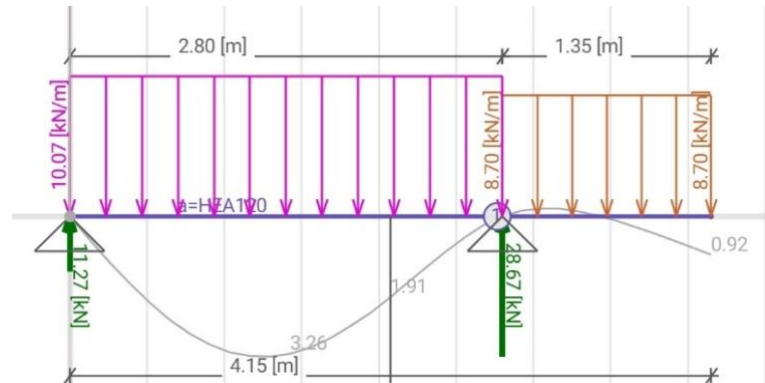


Figure III. 8: Schéma statique palier paillasse l'ELS.

Diagramme des efforts internes :

Moment fléchissant :

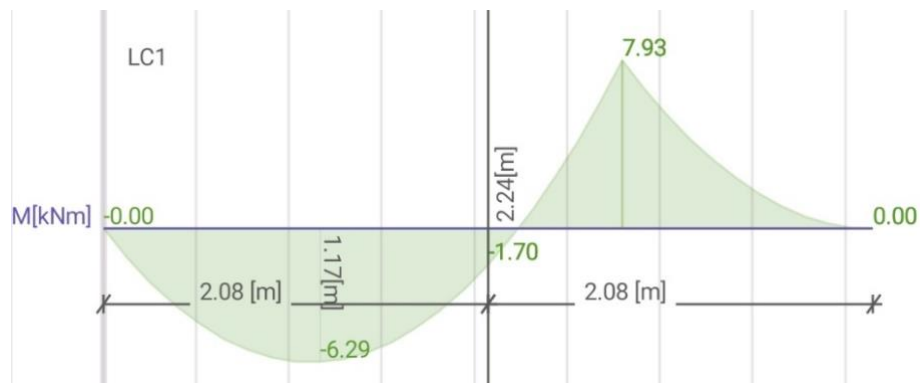


Figure III. 9: Diagramme des moments à l'ELS.

Effort tranchant :

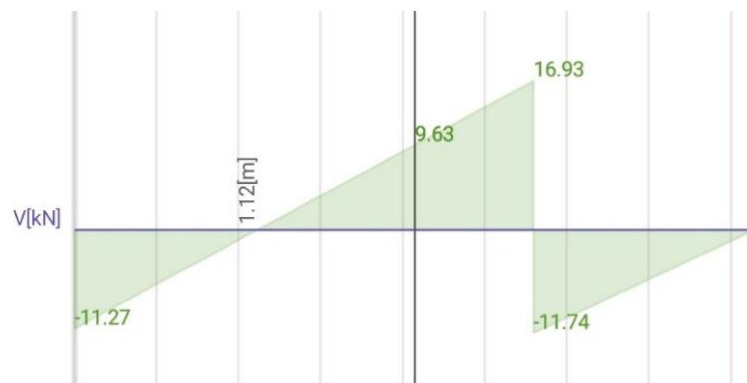


Figure III. 10: Diagramme des efforts tranchants à l'ELS.

$$\begin{cases} T_{max} = 16,93 \text{ KN} \\ M_{max} = 7,93 \text{ KN.m} \end{cases}$$

Puisque les appuis sont partiellement encastrés donc on doit corriger les moments obtenus

$$\begin{cases} M_t = 0,85M_0 \\ M_a = 0,5M_0 \end{cases}$$

Tableau III. 7: Moment en travée et appui et Effort Tranchant

	T (KN)	Mt (KN.m)	Ma (KN.m)
ELU	23,5	$0,85 \times 11,04 = 9,38$	$0,5 \times 11,04 = 5,52$
ELS	16,93	$0,85 \times 7,93 = 6,74$	$0,85 \times 7,93 = 3,97$

III.3.5 Calcul du ferrailage

III.3.5.1 Les armatures principales

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$ $d = 0,9 h = 13,5 \text{ cm}$. $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,1$

MPa ; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$

Tableau III. 8: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures

	Mu (KN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As'	α	Z (mm)	As _{cal} (cm ²)	Choix	As _{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Appui	5,52	0,021	Oui	0	0,027	133,54	0,95	4T10	3,14	25
travée	9,38	0,036	oui	0	0,046	132,51	1,62	4T12	4,52	25

III.3.5.2 Armateur de répartition

$$\frac{A_s}{4} < A_r < \frac{A_s}{2}$$

- **En travée :**

$$\frac{4,52}{4} < A_r < \frac{4,52}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2$$

Le choix est de 4T8 = 2,01 cm² avec St = 25cm

- **En appui :**

$$\frac{3,14}{4} < A_r < \frac{3,14}{2} \Rightarrow 0,79 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 1,57 \text{ cm}^2$$

Le choix est de 4T6 = 1,13 cm² avec St = 25cm

III.3.6 Vérification

- **Condition non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} = 0,23bd \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 1000 \times 135 \times \frac{2,1}{500} = 1,3 \text{ cm}^2$$

En travée : $A_s = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,3 \text{ cm}^2$... **Condition Vérifiée**

Sur appui : $A_s = 3,14 \text{ cm}^2 \geq A_{s \min} = 1,3 \text{ cm}^2$... **Condition Vérifiée**

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \overline{\tau_u}$

$$\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} \right) \quad (\text{Fissuration préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{23,5 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,174 \text{ MPa} < \overline{\tau_u} = 3,33 \text{ MPa} \dots \text{Condition Vérifiée}$$

- **Influence de l'effort tranchant au voisinage des appuis
(vérification de l'ancrage) :**

Les armatures longitudinales tendues inférieures doivent être ancrées au-delà de l'appui, pour équilibrer l'effort de traction.

- Si : $T_u - \frac{Mu}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction

- Si : $T_u - \frac{Mu}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ il faut satisfaire la condition suivante : $A_s \geq \left[\frac{T_u - \frac{Mu}{0,9d}}{\sigma_s} \right]$

$T_u - \frac{Mu}{0,9d} = 23,5 - \frac{9,38}{0,9 \times 0,135} = -13,7 \text{ KN} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction.

- **Vérification des armatures transversales :**

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{23,5 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,174 \text{ MPa} < 0,05 f_{c28} = 0,05 \times 25 = 1,25 \text{ MPa} \dots \text{Condition}$$

vérifiée

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

III.3.6.1 Vérification à L'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- **Vérification des contraintes du béton :**

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

Tableau III. 9: Vérification à l'ELS

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	$\sigma_{bc} \leq \overline{\sigma}_{bc}$
Appuis	3,97	3,14	1,88	15	Vérifiée
Travée	6,74	4,52	2,67	15	Vérifiée

III.3.6.2 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{4,15} = 0,036 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 13,5} = 0,0032 < \frac{4,2}{500} = 0,0084 \dots \text{C.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_0} \Rightarrow \frac{0,15}{4,15} = 0,036 < \frac{9,38}{10 \times 11,04} = 0,084 \dots \text{C.N.V}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$ avec :

$$\left\{ f_i = \frac{Mser L^2}{10 E_i I_{fi}} ; f_v = \frac{Mser L^2}{10 E_v I_{fv}} ; \bar{f} = \frac{L}{500} \right\}$$

Moment d'inertie fictive :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{array} \right. \text{ Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15As' \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15As \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$\left\{ \begin{array}{l} \lambda_i = \frac{0,05ft_{28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} ; \lambda_v = \frac{0,02ft_{28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \mu = 1 - \frac{1,75ft_{28}}{4\delta\sigma_s + ft_{28}} ; \delta = \frac{As}{b_0d} ; \sigma_s = \frac{Mser}{As d} \end{array} \right.$$

Calcul les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 10: Vérification de la flèche

δ	σ_s (Mpa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	f_i (cm)	f_v (cm)
0,0023	187,07	9,13	3,65	0,038	29820,6	24353,46	28807,11	1,74	4,42

$$\Delta_{fT} = f_v - f_i = 4,42 - 1,74 = 2,68 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{4150}{500} = 8,3 \text{ mm}$$

III.3.7 Schéma de Ferrailage :

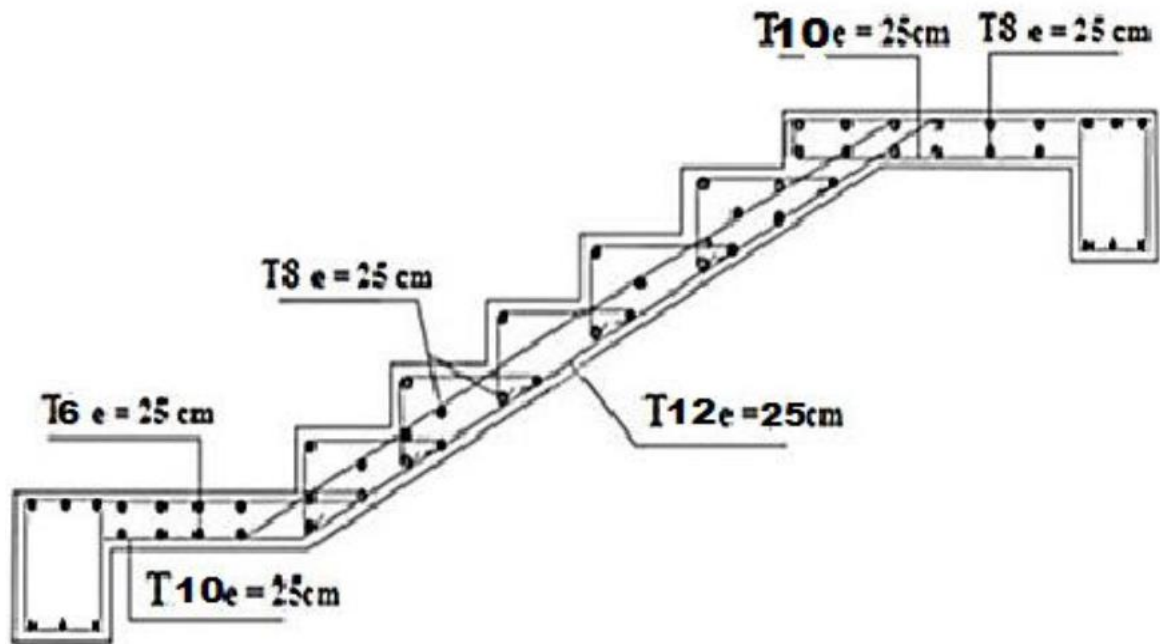


Figure III. 11: Schéma de ferrailage de l'escalier.

III.4 Étude des planchers

III.4.1 Introduction

Ce type de plancher est très couramment utilisé dans les bâtiments d'habitation, il est constitué de :

- **Poutrelles préfabriquées** en béton armé, disposées parallèlement de 65 cm d'espacement.
- **Entrevous** (corps creux) en béton de forme adaptée aux poutrelles.
- **Une dalle de compression** supérieure en béton de 5 cm d'épaisseur.

Le calcul des planchers se fait exclusivement sous l'action des charges verticales, et pour les planchers à corps creux, le calcul se fera pour deux éléments :

- La dalle de compression.
- Les poutrelles.

III.4.2 Ferrailage de la poutrelle

III.4.2.1 Prédimensionnement de la poutrelle

Les poutrelles sont des éléments préfabriqués de section en (Té) en béton armé, elles servent à transmettre les charges réparties ou concentrées, vers les poutres principales. Elles sont disposées suivant le plus grand nombre d'appuis.

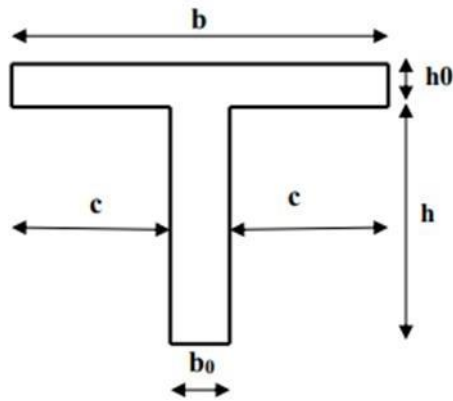


Figure III. 12: Schéma de poutrelle.

On a : $0.4ht \leq b_0 \leq 0.6ht$

Avec :

ht : épaisseur du plancher.

$$0,4 \times 21 \leq b_0 \leq 0,6 \times 21 \Rightarrow 8,4 \text{ cm} \leq b_0 \leq 12,6 \text{ cm}$$

En prend : $b_0 = 12 \text{ cm}$

$$c = \frac{b-b_0}{2} \leq \min \left\{ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{2} \right\}$$

Avec :

b : largeur totale de compression

L_x : distance maximale entre nus de deux poutrelles.

L_y : distance maximale entre nus des poutres perpendiculaires à L_x .

$$L_x = 65 - 12 = 53 \text{ cm}$$

$$L_y = 375 - 30 = 345 \text{ cm}$$

$$b \leq 2 \times \min \left\{ \frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{2} \right\} + b_0 \Rightarrow b \leq 2 \times \min \left\{ \frac{53}{2}; \frac{345}{2} \right\} + 12 \Rightarrow b \leq 2 \times 26,5 + 12 \Rightarrow b \leq 65 \text{ cm}$$

On prend : $b = 65 \text{ cm}$

$$ht = 21 \text{ cm}; h = 16 \text{ cm}; h_0 = 5 \text{ cm}$$

$$b = 65 \text{ cm}; b_0 = 12 \text{ cm}; c = 26.5 \text{ cm}$$

III.4.2.2 Les différents types de poutrelles

- Type 01 : Poutrelles à 2 travées



Figure III. 13: Schéma statique de la poutrelle à 2 travées.

- Type 02 : Poutrelles à 7 travées

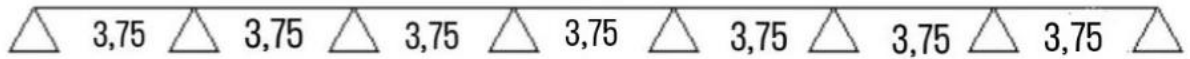


Figure III. 14: Schéma statique de la poutrelle a 7 travées.

III.4.2.3 Avant le coulage

Avant coulage de la table de compression, la poutrelle est considérée comme une poutre simplement appuyée et elle supporte :

- Son poids propre.
- Le corps creux.
- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q=1\text{KN/m}^2$.

Leurs études se feront selon la méthode suivante :

a) Evaluation des charges :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due aux personnes sur chantier. Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une poutre travaillant iso-statiquement.

(On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).

- Poids propre de poutrelle $0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$
- Poids propre du corps creux $0,65 \times 0,25 \times 14 = 2,28 \text{ kN/ml}$
- Surcharge d'exploitation du chantier $1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$

$$\begin{cases} G = 2,43 \text{ KN/m} \\ Q = 0,65 \text{ KN/m} \end{cases}$$

b) Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } q_u = 1,35G + 1,5Q = 4,25 \text{ kN/ml}$$

$$\text{ELS : } q_{ser} = G + Q = 3,08 \text{ kN/ml}$$

c) Calcul des moments :

$$L = 3,75 \text{ m (la plus grande travée)}$$

$$M_u = \frac{q_u l^2}{8} = \frac{4,25 \times 3,75^2}{8} = 7,47 \text{ KN.m}$$

$$M_{ser} = \frac{q_s l^2}{8} = \frac{3,08 \times 3,75^2}{8} = 5,41 \text{ KN.m}$$

d) Ferrailage des poutrelles :

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'ELU

$M_u = 7,47 \text{ kN.m}$; $b = 12 \text{ cm}$; $d = 0,9h_0 = 0,9 \times 5 = 4,5 \text{ cm}$; $\sigma_{bc} = 14,17 \text{ Mpa}$

D'après l'organigramme de la flexion simple on a:

$$\mu = \frac{M_u}{bd^2 \sigma_{bc}} = \frac{7,47 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 14,17} = 2,17 > 0,371$$

Donc, les armatures de compression sont nécessaires, mais il est impossible de les placer du point de vue pratique car la section du béton est trop faible.

On prévoit donc des étalements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

III.4.2.4 Après le coulage

Après le coulage et durcissement du béton de la dalle de compression, la poutrelle travaillera comme une poutrelle en « Té ».

a) Evaluation des charges et surcharges :

- **ELU :**

$$q_u = 1,35G + 1,5Q$$

$$P_u = 0,65q_u$$

- **ELS :**

$$q_s = G + Q$$

$$P_s = 0,65q_s$$

Tableau III. 11: Combinaison des Charges de poutrelles

	G (KN/m²)	Q (KN/m²)	qu (KN/m²)	Pu (KN/m)	qs (KN/m²)	Ps (KN/m)
Terrasse inaccessible	6,69	1	10,53	6,84	7,69	5
Etages courant	6,99	1,5	11,68	7,59	8,49	5,51

b) Diagrammes des moments fléchissant et efforts tranchants :

N.B : les diagrammes sont tirées à partir du logiciel SAP2000.

La poutrelle a 7 travées :

- ELU :

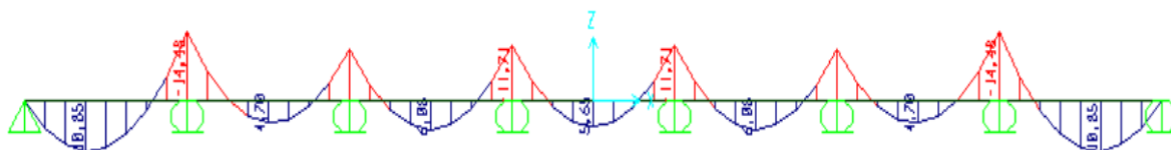


Figure III. 15: Moment fléchissant de la poutrelle a 7 travées.

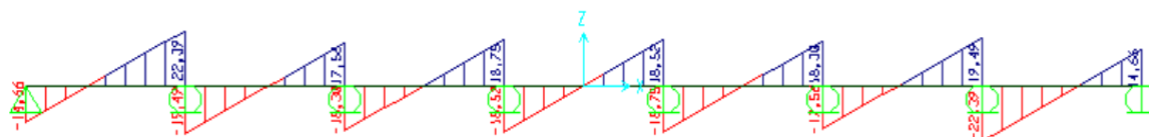


Figure III. 16: Efforts tranchant de la poutrelle a 7 travées.

- ELS :

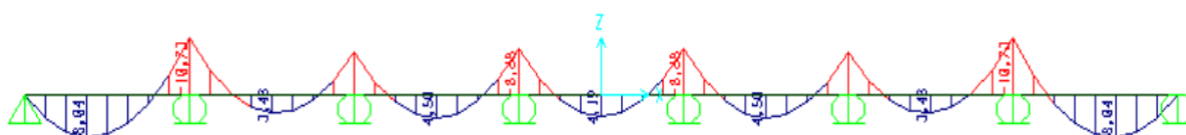


Figure III. 17: Moment fléchissant de la poutrelle a 7 travées.

La poutrelle a 2 travées :

- ELU :

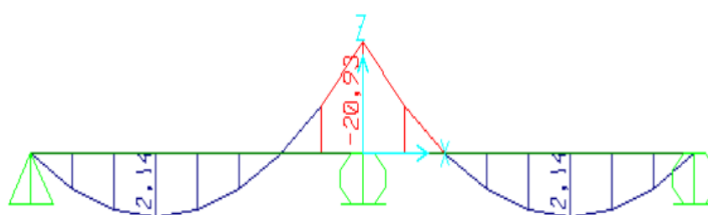


Figure III. 18: Moment fléchissant de la poutrelle a 2 travées.

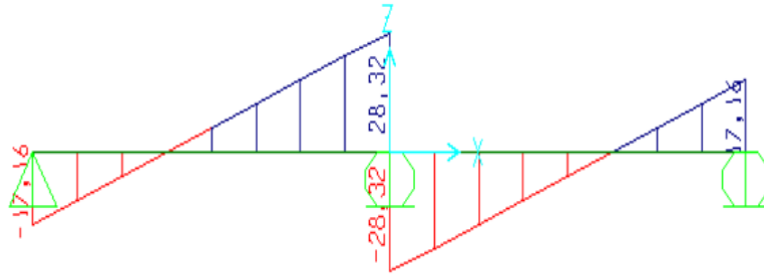


Figure III. 19: Efforts tranchant de la poutrelle a 2 travées.

- ELS :

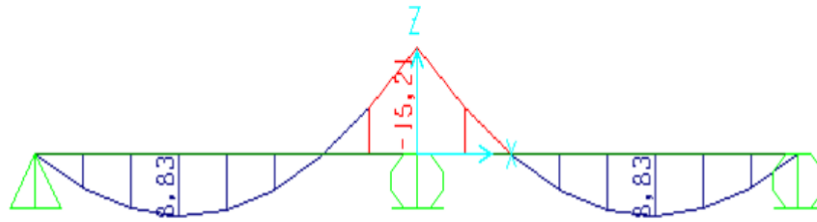


Figure III. 20: Moment fléchissant de la poutrelle a 2 travées.

Conclusion :

Les efforts maximaux sur appuis et en travées sont :

- ELU :

$$M_t^{max} = 12,14 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -20,93 \text{ KN.m}$$

$$T^{max} = 28,32 \text{ KN}$$

- ELS :

$$M_t^{max} = 8,83 \text{ KN.m}$$

$$M_a^{max} = -15,21 \text{ KN.m}$$

c) Calcul du ferrailage :

On considère pour le ferrailage le type de poutrelle le plus défavorable c'est-à-dire qui a le moment le plus grand en travée et sur appuis, et le calcul se fait à l'ELU en flexion simple.

$h=21\text{cm}$; $h_0=5\text{cm}$; $b=65\text{cm}$; $b_0=12\text{cm}$; $d=0,9h=18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$

Le calcul des sections en forme de « Té » s'effectue différemment selon que l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

- Si $M_u < M_t$: l'axe neutre est dans la table de compression.

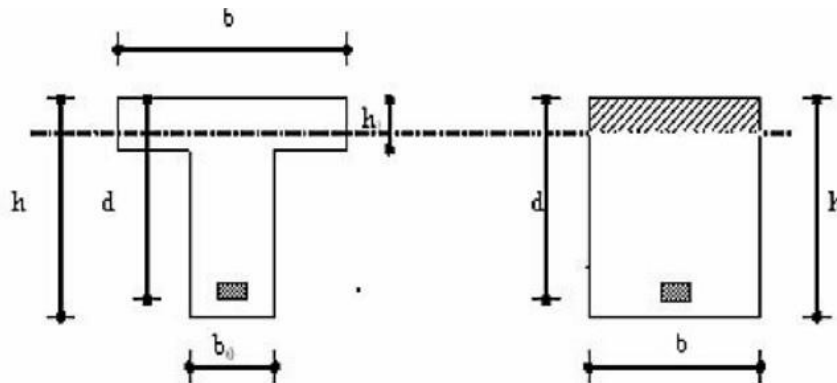
- Si $\mu > \mu_t$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

$$M_t = b h_0 f_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 75,52 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a : } \mu = 12,14 \text{ KN.m} < M_t = 75,52 \text{ KN.m}$$

Alors : l'axe neutre est dans la table de compression. Comme le béton tendu n'intervient pas dans les calculs de résistance, on conduit le calcul comme si la section était rectangulaire de largeur constante égale à la largeur de la table «b».

Donc, la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire (bxh) en flexion simple.



D'après l'organigramme donnant le ferrailage d'une section soumise à la flexion, on aura :

Tableau III. 12: Récapitulatif du calcul des sections d'armatures

	Mu (KN.m)	μ	As'	α	Z	As (cm ²)	Choix	As adopte
Travée	12,14	0,036	0	0,045	185,59	1,51	3T10	2,36
Appui	20,93	0,063	0	0,081	182,87	2,64	2T14	3,08

d) Vérifications :

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{s \min} \Rightarrow A_{s \min} = 0,23 b d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 650 \times 189 \times \frac{2,1}{500} = 1,18 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 3,08 \text{ cm}^2 > 1,18 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

En travée : $A_s = 2,36 \text{ cm}^2 > 1,18 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

- **Effort tranchant :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu}$$

préjudiciable)

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{b d} = \frac{28,32 \times 10^3}{650 \times 189} = 0,23 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Condition Vérifiée}$$

e) Vérification à l'ELS :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- Vérification des contraintes du béton :**

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

Tableau III. 13: Vérification à l'ELS

	Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
Appuis	15,21	3,08	5,95	15	Vérifiée
Travée	8,83	2,36	3,84	15	Vérifiée

f) Vérification de la flèche :

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

Avec : $L = 3,75\text{m}$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,21}{3,75} = 0,05 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{As}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,08}{12 \times 18,9} = 0,013 > \frac{4,2}{500} = 0,0084 \dots \text{C.N.V}$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{Mt}{10M_a} \Rightarrow \frac{0,21}{3,75} = 0,05 \geq \frac{8,83}{10 \times 15,21} = 0,05 \dots \text{C.V}$$

Deux conditions ne sont pas vérifiées, donc il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale : $\Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$ avec :

$$\left\{ f_i = \frac{Mser L^2}{10 E_i I_{fi}} ; f_v = \frac{Mser L^2}{10 E_v I_{fv}} ; \bar{f} = \frac{L}{500} \right\}$$

Moment d'inertie fictive :

$$\begin{cases} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{cases} \text{ Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15As' \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15As \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05ft_{28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} ; \lambda_v = \frac{0,02ft_{28}}{\delta \left(2 + \frac{3b_0}{b} \right)} \\ \mu = 1 - \frac{1,75ft_{28}}{4\delta\sigma_s + ft_{28}} ; \delta = \frac{As}{b_0d} ; \sigma_s = \frac{Mser}{As d} \end{cases}$$

Calcul des modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = 3700 \times \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,865 \text{ MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau III. 14: Vérification de la flèche

δ	σ_s (Mpa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)	fi (mm)	fv (mm)
0,013	261,28	3,16	1,26	0,76	53423,62	17275,98	30019,4	5,41	6,64

$$\Delta_{fT} = fv - fi = 6,64 - 5,41 = 1,23 \text{ mm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3750}{500} = 7,5 \text{ mm}$$

g) Calcul des armatures transversales et l'espacement :

$$\begin{cases} \frac{At}{St} \geq 0,003b_0 \\ St \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_t\right) \dots \dots \text{Zone nodale} \\ St \leq \frac{h}{2} \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

$$\text{Avec : } \phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b_0}{10}\right)$$

$$\phi_t \leq \min(6; 14; 12) \Rightarrow \phi_t = 6 \text{ mm}$$

Donc on adopte : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

$$\begin{cases} \frac{At}{St} \geq 0,036 \text{ cm} \\ St \leq \min(5,25; 9,6) = 5,25 \text{ cm} \\ St \leq 10,5 \text{ cm} \end{cases}$$

• **Choix des armatures :**

$$At = 2 \cdot \pi \cdot \phi_t^2 / 4 = 1,01 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } At = 2\emptyset 8 = 1,01 \text{ cm}^2$$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{At}{St} \geq 0,036 \text{ cm} \Rightarrow St \leq 28,05 \text{ cm}$$

Donc :

$$\begin{cases} St = 5 \text{ cm} \dots \dots \text{Zone nodale} \\ St = 10 \text{ cm} \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

III.4.2.5 Schéma de ferrailage

Le ferrailage final adopté pour tous les types des poutrelles est représenté dans le schéma suivant :

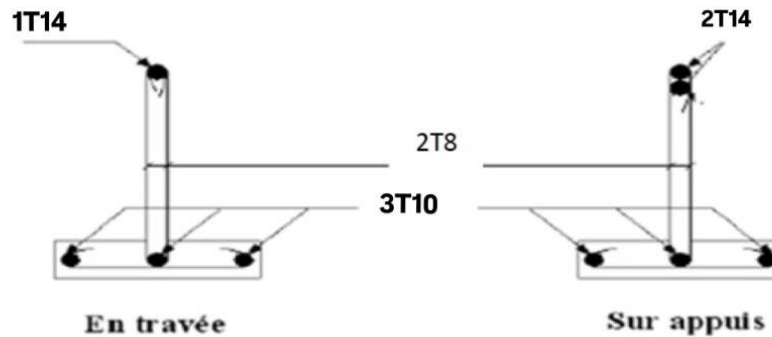


Figure III. 21: Schéma de ferrailage des poutrelles.

III.4.3 Ferrailage de la table de compression

Le ferrailage de la table de compression doit se faire par un quadrillage dont les dimensions de mailles ne doivent pas dépasser :

- 20cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.
- 33cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

$$\text{Si } \begin{cases} L \leq 50\text{cm} & At \geq \frac{200}{f_e} \\ 50 \leq L \leq 80\text{cm} & At \geq \frac{4L}{f_e} \end{cases}$$

Avec :

L : distance entre axes des poutrelles (L=65cm)

Fe : limite élastique des aciers utilisées, Quadrillage de treilles soudé (**TLE520**).

At₁ : Armatures perpendiculaires aux poutrelles.

At₂ : Armatures parallèles aux poutrelles.

L=65cm ;

$$At_1 \geq \frac{4L}{f_e} = \frac{4 \times 65}{500} = 0,52\text{cm}^2/\text{ml}$$

$$At_1 = 5\phi 6 = 1,41\text{cm}^2 \text{ avec espacement } St = 20\text{cm}$$

La section d'armatures dans le sens parallèle aux nervures est donnée par :

$$At_2 = \frac{At_1}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,71 \text{ cm}^2/\text{ml}$$

$$At_2 = 5\phi 6 = 1,41\text{cm}^2 \text{ avec espacement } St = 20\text{cm}$$

III.4.3.1. Schéma de ferrailage :

Pour le ferrailage de la dalle de compression, on adopte un treillis soudé dont la dimension des mailles est égale à 20cm suivant les deux sens.

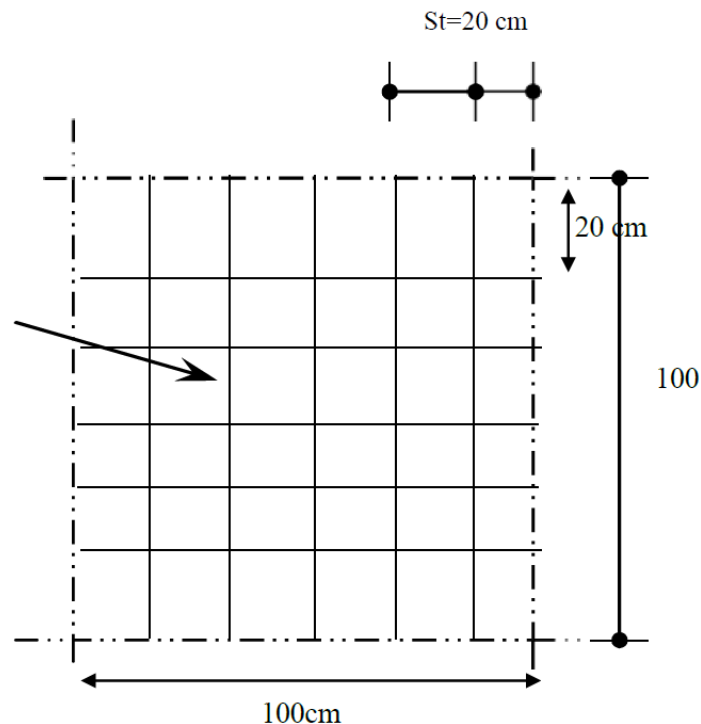


Figure III. 22: Disposition constructive des armatures de la dalle de compression.

III.5 Étude de la dalle du Balcon

III.5.1 Introduction

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, Ils sont calculés comme des consoles encastrées à une extrémité et libre à l'autre, de portée de 1.64m, soumise à son poids propre et à une charge d'exploitation et aussi le poids propre du mur. Le calcul se fera pour une bande de 1ml à la flexion simple.

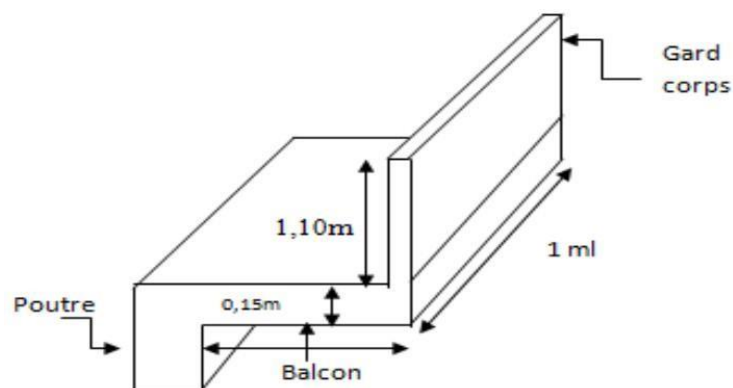


Figure III. 23: Schéma Statique du balcon.

Dans notre cas les balcons sont réalisés en dalles pleines d'épaisseur 15 cm.

III.5.2 Évaluation des charges et surcharges

Charges permanente : $G = 5,27 \text{ KN/m}^2$

Charges d'exploitation : $Q = 3.50 \text{ KN/m}^2$

III.5.3 Combinaison des charges

E.L.U : $q_u = 1.35G + 1.5Q$; $q_u = 12.36 \text{ KN/ml}$

E.L.S : $q_s = G + Q$; $q_s = 8.77 \text{ KN/ml}$

III.5.4 Calcul des efforts internes

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement.

Moment fléchissant $M(x) = - \left(\frac{qx^2}{2} \right)$

Effort tranchant : $T(x) = qx$

Tableau III. 15: Moments et efforts tranchant sur les balcons

	M (KN.m)	T (KN)
ELU	-16,62	20,27
ELS	-11,79	14,38

III.5.5 Calcul du ferrailage

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m.

$f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2,1\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $b=100\text{cm}$; $h=15\text{cm}$; $d=0.9h=13.5\text{cm}$;
 $f_e=500\text{MPa}$

Tableau III. 16: Ferrailage du balcon

Mu (KNm)	μ	$\mu < \mu_R$	A's (cm ²)	α	Z (cm)	Ascal (cm ²)	Choix	As adopte (cm ²)	Esp(cm)
16,62	0,064	Oui	0	0,082	13,05	2,92	4T12	4,52	25

III.5.6 Espacement

$St < \min (3h ; 33\text{cm}) = (45 ; 33 \text{ cm})$

$St = 25 \text{ cm}$ vérifiée

III.5.7 Armatures de répartitions

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 2,26 \text{ cm}^2$$

Le choix est de 4T8 = 2,01cm² avec St=25cm

III.5.8 Vérifications

- **Condition de non fragilité :**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.3 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 4,52 \text{ cm}^2 > 1.3 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{condition vérifiée.}$$

- **Vérification de l'effort tranchant :**

On doit vérifier que $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$ Avec :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b} = \frac{0,2 \times 25}{1,5} = 3,33 \text{ MPa} ; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa} \quad (\text{Fissuration peu préjudiciable})$$

$$\tau_u = \frac{T_{max}}{bd} = \frac{20,27 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,15 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Condition Vérifiée}$$

III.5.9 Vérification à L'ELS

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte des armatures tendues.

- **Vérification des contraintes du béton :**

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

Tableau III. 17: Vérification les contraintes du béton

Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_b (MPa)	$\bar{\sigma}_b$ (Mpa)	$\sigma_b \leq \bar{\sigma}_b$
11,79	4,52	5,59	15	Vérifiée

- **Vérification des contraintes d'acier :**

La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel **SOCOTEC**.

Tableau III. 18: Vérification les contraintes d'acier

Mser (KN.m)	As (cm ²)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (Mpa)	$\sigma_s \leq \bar{\sigma}_s$
11,79	4,52	220,9	500	Vérifiée

III.5.10 Vérification de la flèche

Il n'est pas nécessaire de calculer la flèche si les inégalités suivantes sont satisfaites :

Avec : L = 1,64m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{0,15}{1,64} = 0,09 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots \text{C.V}$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{4,52}{100 \times 13,5} = 0,003 < \frac{4,2}{500} = 0,0084 \dots \text{C.V}$$

III.5.11 Schéma de ferrailage

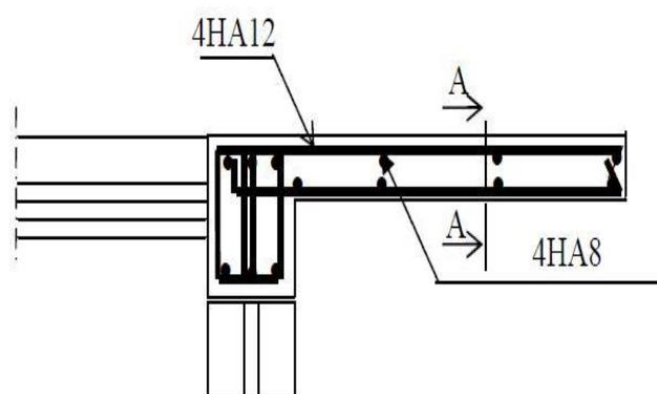


Figure III. 24: Plan de ferrailage du balcon.

Chapitre IV : Etude sismique

IV.1 Introduction

Le séisme, phénomène naturel imprévisible lié au mouvement des plaques tectoniques, constitue l'un des risques majeurs les plus destructeurs. D'où l'importance d'une analyse sismique rigoureuse pour garantir la sécurité et la durabilité des structures. Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurité imposés par les règles parasismiques Algériennes **RPA 2024**.

IV.2 Étude sismique

IV.2.1 Choix de la méthode de calcul

A partir de cette année en Algérie, la conception parasismique est régularisée par les « **RPA 2024** ».

Ce dernier propose trois méthodes de calcul de la réponse sismique :

1. **La méthode statique équivalente.**
2. **La méthode d'analyse modale spectrale.**
3. **La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.**

IV.2.2 Méthode statique équivalente

Dans cette méthode, le **RPA 2024** propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

- **Condition d'application :**

La méthode statique équivalente peut être utilisée dans les conditions suivantes :

- a) Le bâtiment, ou bloc étudié, satisfait aux conditions de régularité en plan et, en élévation prescrites au § 3.7, avec une hauteur au plus égale à 65m en zones (I, II et III) et à 32 m en zones (IV, V et VI) ;
- b) Le bâtiment, ou bloc étudié, présente une configuration irrégulière tout en respectant, outre les conditions de hauteur énoncées en a), les conditions complémentaires indiquées au Tableau (4.1).

La méthode statique équivalente n'est pas applicable dans le cas du bâtiment étudié car la structure est irrégulière en plan. Nous utiliserons donc **la méthode d'analyse modale spectrale pour l'analyse sismique**.

IV.2.3 La méthode modale spectrale

La méthode d'analyse modale spectrale peut être utilisée dans tous les cas et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

- **Principe**

Les maximums des efforts engendrés par les forces sismiques dans chaque mode sont représentés par un spectre de calcul, puis sont combinés afin d'obtenir la réponse de la structure.

Cette méthode est basée sur les hypothèses suivantes :

- Concentration des masses au niveau des planchers.
- Seuls les déplacements horizontaux des nœuds sont pris en compte.
- Le nombre de modes de vibration à prendre en compte est tel que la somme des masses modales effectives de ces modes soit aux moins égales à **90%** de la masse totale de la structure.
- Le minimum de modes à retenir est de trois (**3**) dans chaque direction considérée.
- Dans le cas de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (**K**) à retenir doit être tel que :

$$K > 3 \times \sqrt{N} \text{ et } T_k < 0.20 \text{ sec ... RPA2024}$$

Où : **N** est le nombre de niveaux au-dessus du sol et **T_k** la période du mode **K**.

IV.3 Effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques (dynamique) à la base (l'effort tranchant à la base)

« V_{tx} ; V_{ty} » ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode statique équivalente « V_x ; V_y ».

Si $V_t < 0,8V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, Moment...) en les multipliant par le rapport : $0,8V/V_t$

IV.3.1 Calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente

La force sismique totale, **V**, appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales, selon **Equation (4.1) du RPA 2024** :

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0). W$$

Avec :

λ : Coefficient de correction **Eqn.(4.2)**

$$\lambda = \begin{cases} 0,85 & \text{Si } T_0 \leq (2T_2) \text{ et si le bâtiment a plus de 2 niveaux} \\ 1 & \text{autrement} \end{cases}$$

$\frac{S_{ad}}{g}(T_0)$: Ordonnée du spectre de calcul (**cf. § 3.3.3**) pour la période T_0 ;

T_0 : Période fondamentale de vibration du bâtiment, pour le mouvement de translation dans la direction considérée (**cf. § 4.2.4**).

$$\begin{cases} A \cdot I \cdot S \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \frac{Q_f}{R} - \frac{2}{3} \right) \right] & \text{Si } 0 \leq T \leq T_1 \\ A \cdot I \cdot S \left[2,5 \frac{Q_f}{R} \right] & \text{Si } T_1 \leq T \leq T_2 \\ A \cdot I \cdot S \left[2,5 \frac{Q_f}{R} \right] \left[\frac{T_2}{T} \right] & \text{Si } T_2 \leq T \leq T_3 \\ A \cdot I \cdot S \left[2,5 \frac{Q_f}{R} \right] \left[\frac{T_2 T_3}{T^2} \right] & \text{Si } T_3 \leq T \leq 4s \end{cases}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone. (**Tableau 3.3**) :

$A = 0,3$ (Zone VI)

I : coefficient d'importance (**Tableau 3.11**).

$I = 1$ (Groupe d'importance 2)

S : coefficient de site (**Tableau 3.4**).

$S = 1,3$ (Site S_3 et Zone VI)

R : Coefficient de comportement de la structure (**Tableau 3.18**).

Pour notre structure nous avons choisi un système contreventement mixte équivalent à des voiles C'est-à-dire :

$R = 4,5$ (Cette valeur sera justifiée à la fin de ce chapitre).

W : poids total de la structure, donné par le logiciel ETABS en utilisant la combinaison

« $G + \beta Q$ » Avec $\beta = 0,3$ (Bâtiment d'habitation) (**Tableau 4.2**).

T_1, T_2, T_3 : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site, elles sont données dans le **tableau 3.4**

Tableau IV. 1: Valeurs de la période caractéristiques

Site	S_3
T_1	0,15
T_2	0,60
T_3	2

T : La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques.

$$T = C_t \times h_n^{3/4} \quad \text{Eqn.(4.4)}$$

Avec :

C_T : Coefficient en fonction du système de contreventement du type de remplissage

C_T = 0.05 (Tableau 4.3).

h_N : Hauteur mesurée en mètre à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau.

h_N = 30,5 m

AN :

$$T = C_t \times h_n^{3/4} = 0,05 \times 30,5^{3/4} = 0,65 \text{ s}$$

Q : Facteur de qualité de la structure.

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum_{q=1}^{q=i} P_q$

P_q : Est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q "est satisfait ou non" **d'après (Tableau 3.19).**

Sa valeur est donnée par le tableau suivant :

Tableau IV. 2: Pénalité correspondante au critère de qualité

Catégorie	Critère q	Observe		Pénalités	
		x-x	y-y	x-x	y-y
(b)	Régularité en plan	Non	Non	0,05	0,05
	Régularité en élévation	Oui	Oui	0,00	0,00
	Redondance en plan	Oui	Oui	0,00	0,00

$$\begin{cases} Q_x = 1 + 0 = 1,05 \\ Q_y = 1 + 0,1 = 1,05 \end{cases}$$

IV.4 Résultats de l'analyse dynamique

IV.4.1 1er Modèle

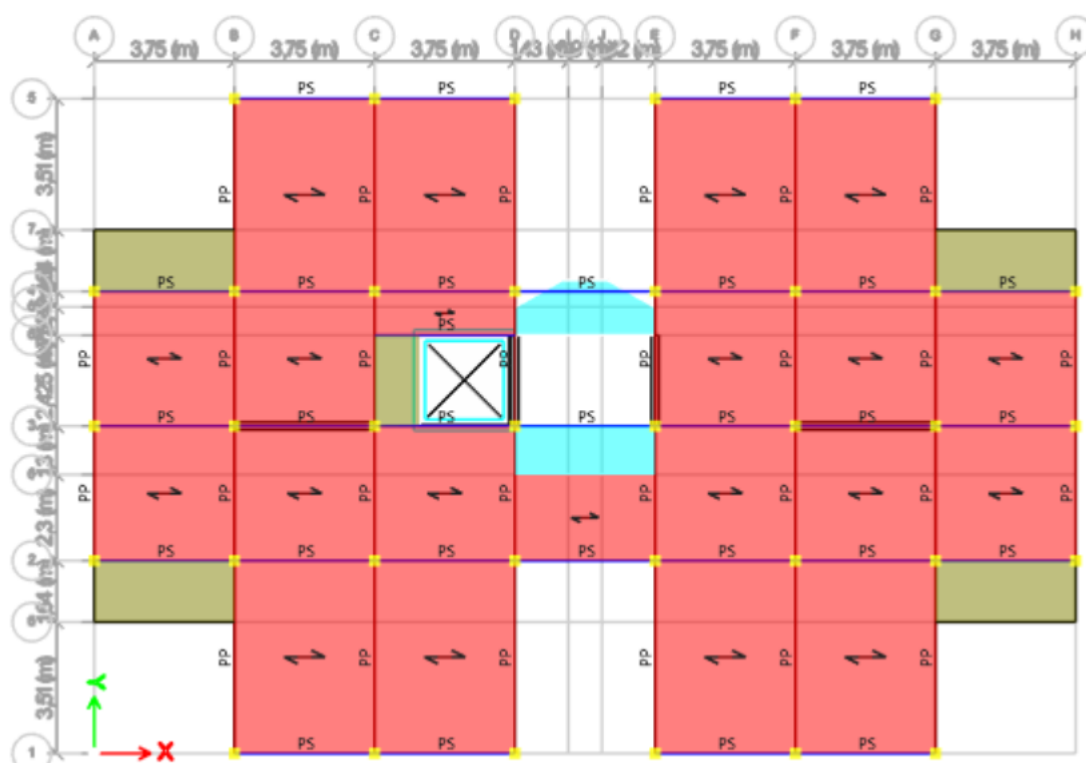


Figure IV. 1: 1^{er} modèle.

L'analyse du 1^{er} modèle a donné les résultats suivants :

IV.4.1.1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Tableau IV. 3: Périodes et facteurs de participation massique du 1^{er} modèle

Case	Mode	Période sec	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	1,145	0,0171	0,1013	0,0171	0,1013	0,6551
Modal	2	1,01	0,0062	0,5887	0,0233	0,69	0,7508
Modal	3	0,773	0,6688	0,0007	0,6921	0,6907	0,7753
Modal	4	0,392	0,0031	0,0089	0,6951	0,6996	0,8745
Modal	5	0,263	0,0003	0,1558	0,6954	0,8555	0,8841
Modal	6	0,226	3,966E-06	0,0019	0,6955	0,8573	0,9264
Modal	7	0,206	0,163	1,298E-05	0,8585	0,8573	0,9286
Modal	8	0,16	0,0022	0,004	0,8607	0,8613	0,9483
Modal	9	0,125	0,0004	0,0183	0,8611	0,8796	0,9657
Modal	10	0,115	0,0004	0,0383	0,8615	0,9179	0,9678
Modal	11	0,097	0,0389	0,0008	0,9004	0,9187	0,9714

- **Constations :**

L'analyse dynamique de la structure a donné les résultats suivants :

- Une période fondamentale de la direction y : $T = 1,01$ s.
- Une période fondamentale de la direction x : $T = 0,773$ s.
- Le 1er mode est un mode de rotation
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 58,87%).
- Le 3ème mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 66,88%).
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 11ème mode dans les deux directions de calcul.

IV.4.1.2 Résultantes des forces sismiques

D'après le fichier des résultats de etabs on a :

Tableau IV. 4: Base réactions Mode 1

Output Case	Case Type	Step Type	FX (KN)	FY (KN)	FZ (KN)
Ex	LinRespSpec	Max	4474,6323	217,1944	0
Ey	LinRespSpec	Max	217,1944	3426,6101	0
G+0,3Q	Combination		0	0	42236,2552

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure (donnée par l'ETABS) soussollicitations sismiques sont :

$$\begin{cases} E_x = Vt^x = 4474,63 \text{ KN} \\ E_y = Vt^y = 3426,61 \text{ KN} \\ W = 42236,25 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$T_2 = 0,6s < T = 0,65s < T_3 = 2s \Rightarrow \frac{S_{ad}}{g} (T_0) = AIS \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

- **Le sens x :**

$$\frac{S_{ad}}{g} (T_0) = 0,3 \times 1 \times 1,3 \times \left(2,5 \frac{1,05}{4,5} \right) \left(\frac{0,6}{0,773} \right) = 0,17$$

$$V_x = 0,85 \times 0,17 \times 40191,5177 = 5807,64 \text{ KN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 5807,64 = 4646,13 \text{ KN}$$

$$Vt^x = 4474,63 \text{ KN} < 0,8 \times V_x = 4646,13 \text{ KN}$$

$$r_x = \frac{0,8 \times V_x}{Vt^x} = \frac{4646,13}{4474,63} = 1,04$$

- **Le sens y :**

$$\frac{S_{ad}}{g} (T_0) = 0,3 \times 1 \times 1,3 \times \left(2,5 \frac{1,05}{4,5} \right) \left(\frac{0,6}{1,01} \right) = 0,16$$

$$V_y = 0,85 \times 0,16 \times 40191,5177 = 4372,83 \text{ KN} \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 4372,83 = 3498,26 \text{ KN}$$

$$V_t^y = 3426,61 < 0,8 \times V_x = 3498,26 \text{ KN}$$

$$r_y = \frac{0,8 \times V_y}{V_t^y} = \frac{3498,26}{3426,61} = 1,02$$

- Dans le sens X-X pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1,04.
- Dans le sens Y-Y pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1,02.

IV.4.1.3 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

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

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K".

$$P_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

ΔK : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1».

h_K : Hauteur de l'étage "K".

Les résultats obtenus par l'utilisation de l'Excel sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x

Tableau IV. 5: Vérification de l'effet P-Δ pour le 1^{er} modèle dans le sens X-X

			Dans le sens X-X			
Niveaux	hk (cm)	Pk (KN)	Δk (cm)	Vk (KN)	θk	Observation
Terrasse	305	3960,9719	1,59	943,0462	0,02	CV
8eme	305	8139,0145	2,48	1714,5948	0,038	CV
7eme	305	12317,0571	2,71	2344,7444	0,04	CV
6eme	305	16495,0997	2,89	2866,877	0,05	CV
5eme	305	20753,8235	3,01	3306,8453	0,061	CV
4eme	305	25012,5474	3,05	3684,1801	0,067	CV
3eme	305	29271,2712	2,71	3992,1022	0,065	CV
2eme	305	33529,995	2,52	4229,4517	0,065	CV
1er	305	37883,1251	1,97	4397,7698	0,055	CV
RDC	305	42236,2552	1,107	4474,6323	0,03	CV

- Sens y-y :

Tableau IV. 6: Vérification de l'effet P- Δ pour le 1^{er} modèle Dans le sens Y-Y

			Dans le sens X-X			
Niveaux	hk (cm)	Pk (KN)	Δk (cm)	Vk (KN)	θ_k	Observation
Terrasse	305	3960,9719	3,11	763,3861	0,05	CV
8eme	305	8139,0145	5,20	1341,535	0,10	CNV
7eme	305	12317,0571	6,09	1793,9388	0,13	CNV
6eme	305	16495,0997	6,85	2150,7376	0,17	CNV
5eme	305	20753,8235	7,45	2455,2775	0,20	CNV
4eme	305	25012,5474	7,88	2736,683	0,23	CNV
3eme	305	29271,2712	6,80	2986,8403	0,21	CNV
2eme	305	33529,995	6,79	3197,3839	0,23	CNV
1er	305	37883,1251	5,54	3355,166	0,20	CNV
RDC	305	42236,2552	3,62	3426,6101	0,14	CNV

- **Constatations :**

Les déplacements latéraux inter étage dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale, Pour cela on :
Ajoute des voiles de contreventement.

IV.4.2 Modèle finale

Après plusieurs tentatives selon le nombre de voiles à prendre ainsi que leurs dispositions nous avons aboutie à ce modèle final.

❖ Disposition des voiles :

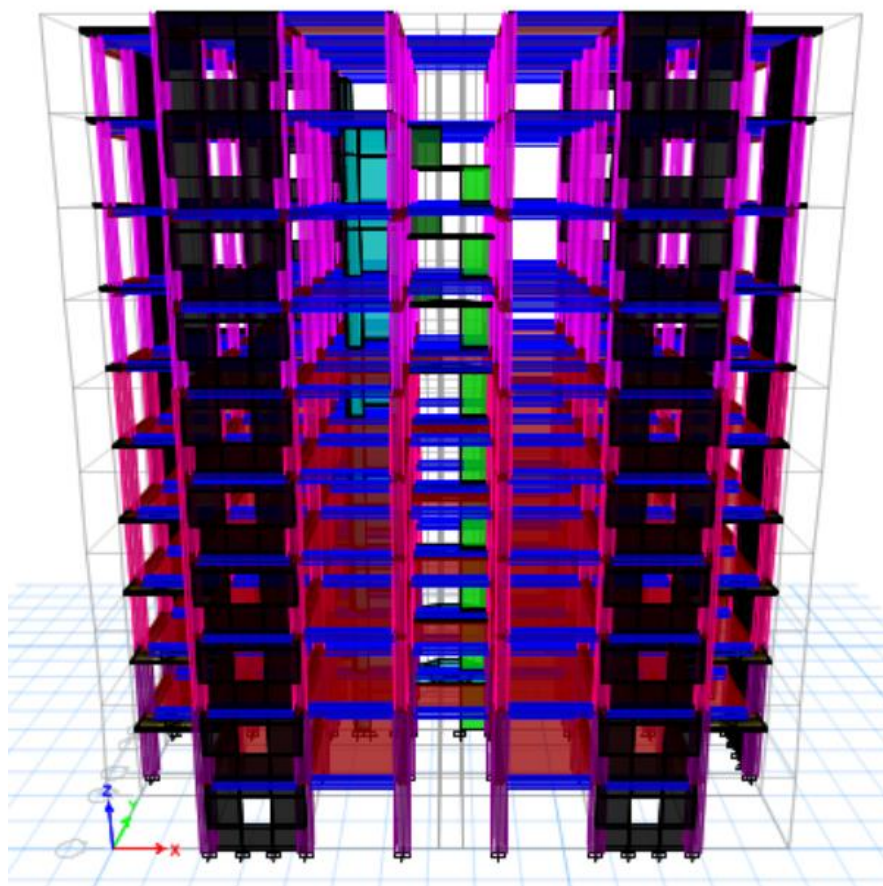


Figure IV. 2: Vue de modèle en 3D.

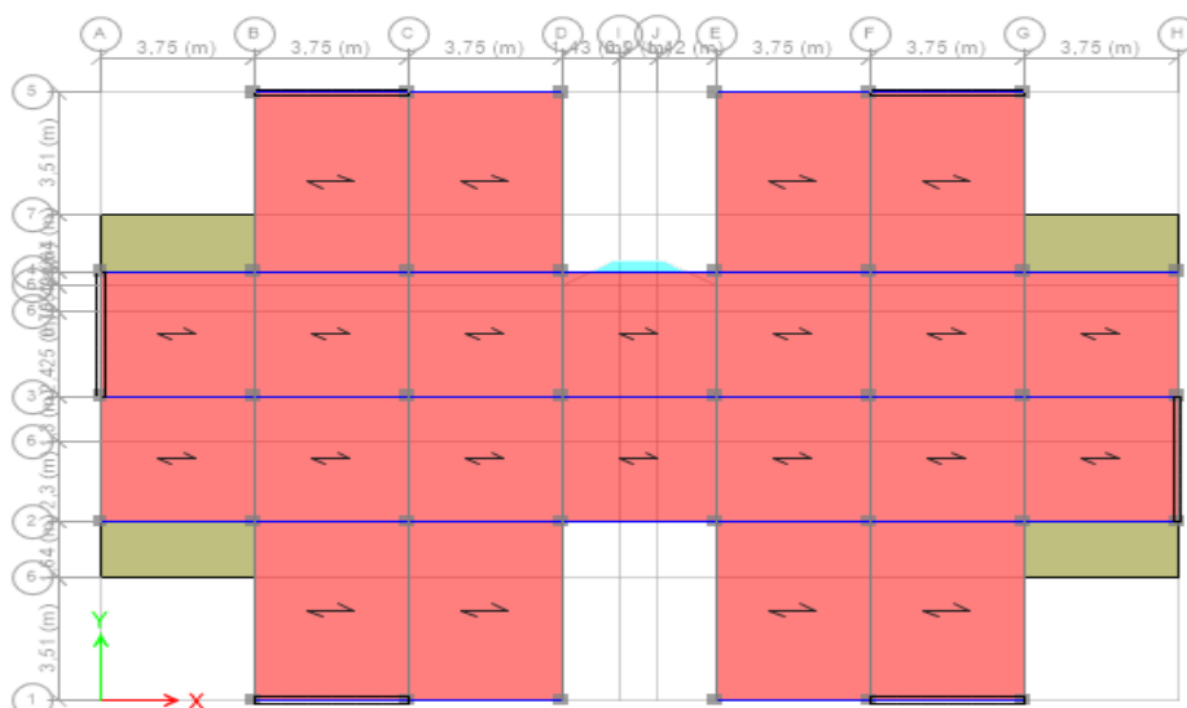


Figure IV. 3: Vue en plan du Modèle.

IV.4.2.1 Périodes de vibration et taux de participation des masses modales

Tableau IV. 7: Périodes et participation massique du modèle

Case	Mode	Période sec	UX	UY	SumUX	SumUY	SumRZ
Modal	1	0,785	0,0044	0,6711	0,0044	0,6711	0,0014
Modal	2	0,714	0,6544	0,0042	0,6588	0,6753	0,006
Modal	3	0,57	0,0041	0,0018	0,6629	0,6771	0,6611
Modal	4	0,205	0,0001	0,1735	0,663	0,8505	0,662
Modal	5	0,175	0,1923	0,00004975	0,8553	0,8506	0,6634
Modal	6	0,141	0,0013	0,0009	0,8566	0,8515	0,8544
Modal	7	0,093	0,000002957	0,0687	0,8567	0,9202	0,855
Modal	8	0,08	0,0703	0	0,9269	0,9202	0,8555

- **Constations :**

L'analyse dynamique de la structure a donné les résultats suivants :

- Une période fondamentale de la direction y : $T = 0,785$ s.
- Une période fondamentale de la direction x : $T = 0,714$ s.
- Le 1er mode est un mode de translation parallèle à y-y (de l'ordre de 67,11 %).
- Le 2ème mode est un mode de translation parallèle à x-x (de l'ordre de 65,44%).
- Le troisième mode est un mode de rotation.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8eme mode dans les deux directions de calcul.

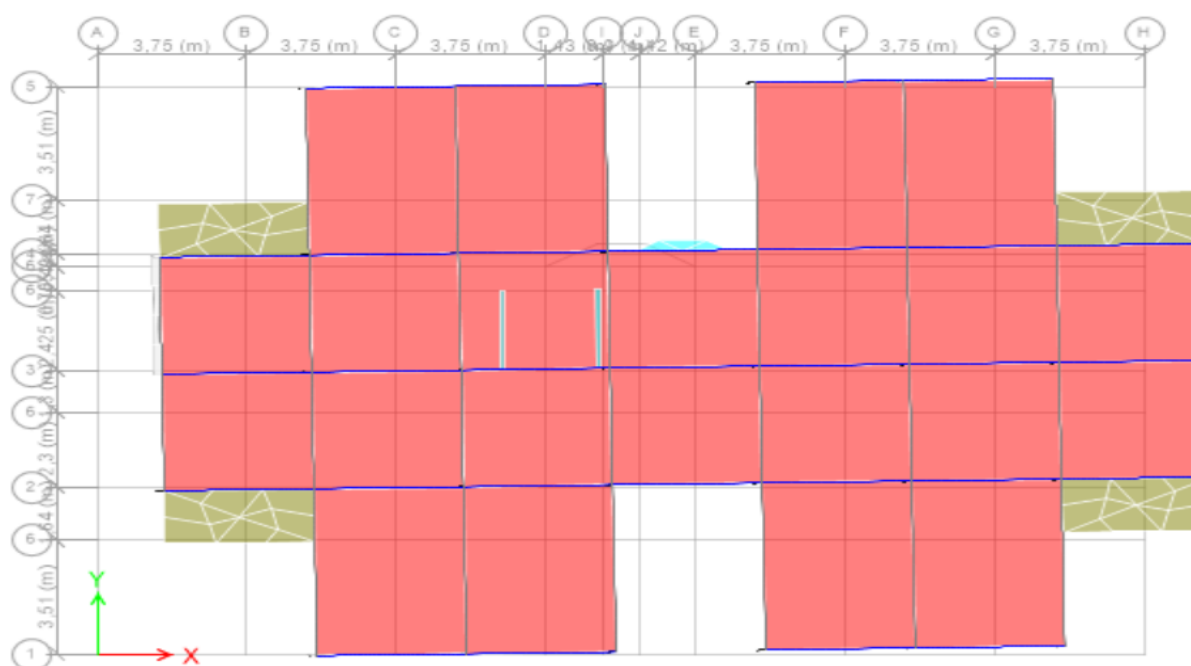


Figure IV. 4: Mode De translation.

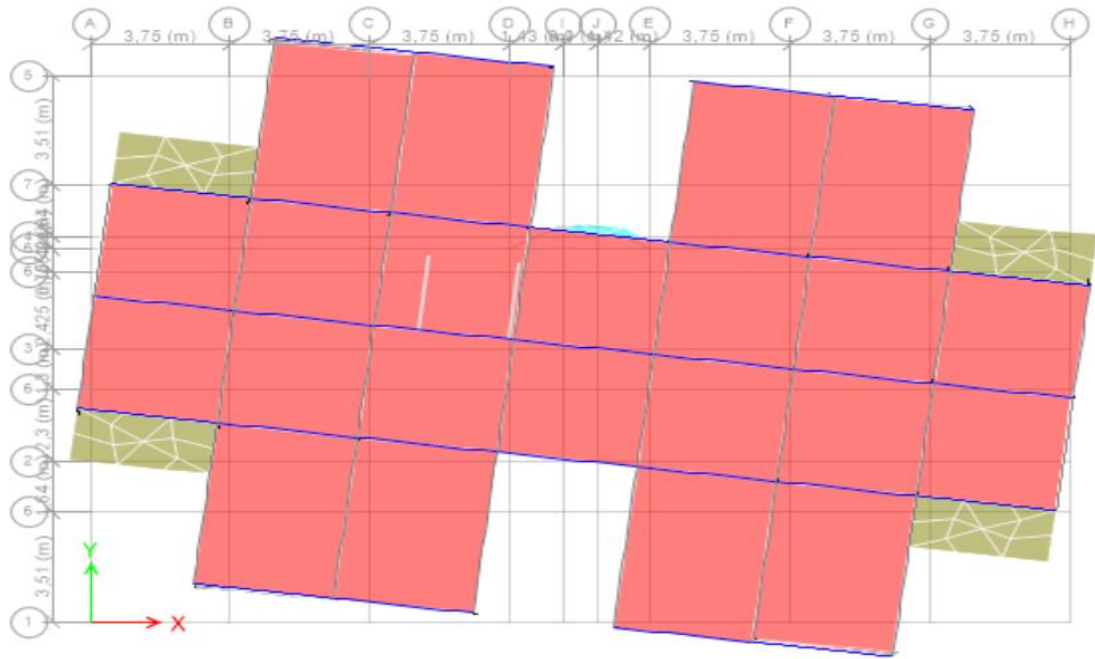


Figure IV. 5: Mode de Rotation.

IV.4.2.2 Résultantes des forces sismiques

D'après le fichier des résultats de etabs on a :

Tableau IV. 8: Base réactions Mode 1

TABLE : Base Réactions					
Output Case	Case Type	Step Type	FX (KN)	FY (KN)	FZ (KN)
Ex	LinRespSpec	Max	5402,8884	245,3318	0
Ey	LinRespSpec	Max	245,3317	4983,5741	0
G+0,3Q	Combination		0	0	47754,9677

Les résultantes des forces horizontales à la base de la structure (donnée par l'ETABS) sous sollicitations sismiques sont :

$$\begin{cases} E_x = Vt^x = 5402,8884 \text{ KN} \\ E_y = Vt^y = 4983,5741 \text{ KN} \\ W = 47754,9677 \text{ KN} \end{cases}$$

$$V = \lambda \frac{S_{ad}}{g} (T_0) \cdot W$$

$$T_2 = 0,6s < T = 0,65s < T_3 = 2s \Rightarrow \frac{S_{ad}}{g} (T_0) = AIS \left(2,5 \frac{Q_F}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)$$

- **Le sens x :**

$$\frac{S_{ad}}{g} (T_0) = 0,3 \times 1 \times 1,3 \times \left(2,5 \frac{1,05}{4,5} \right) \left(\frac{0,6}{0,714} \right) = 0,19$$

$$V_x = 0,85 \times 0,19 \times 47754,9677 = 7712,42 \text{ KN} \rightarrow 0,8 \times V_x = 0,8 \times 7712,42 = 6169,94 \text{ KN}$$

$$V_t^x = 5402,8884 \text{ KN} < 0,8 \times V_x = 6169,94 \text{ KN}$$

$$r_x = \frac{0,8 \times V_x}{V_t^x} = \frac{6169,94}{5402,88} = 1,14$$

- **Le sens y :**

$$\frac{S_{ad}}{g}(T_0) = 0,3 \times 1 \times 1,3 \times \left(2,5 \frac{1,05}{4,5}\right) \left(\frac{0,6}{0,785}\right) = 0,17$$

$$V_y = 0,85 \times 0,17 \times 47754,9677 = 6900,59 \text{ KN} \rightarrow 0,8 \times V_y = 0,8 \times 6900,59 = 5520,47 \text{ KN}$$

$$V_t^y = 4983,5741 < 0,8 \times V_x = 5520,47 \text{ KN}$$

$$r_y = \frac{0,8 \times V_y}{V_t^y} = \frac{5520,47}{4983,57} = 1,11$$

- Dans le sens X-X pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.14.
- Dans le sens Y-Y pour Ex il faut augmenter tous les paramètres de la réponse sismique de 1.11.

IV.4.2.3 Vérification des déplacements inter-étage

IV.4.2.3.1 Justification de non-effondrement

Nécessairement être vérifiée : $\Delta_K \leq \overline{\Delta_K}$

Où : $\overline{\Delta_K} = 0,015 h_k$ (Bâtiments en Béton Arme d'après **RPA 2024 tableau 5.2**)

h_k : est la hauteur du niveau « k »

Avec :

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

Δ_K : Le déplacement relatif, au niveau "k" par rapport au niveau "k - I", est égal à :

D'après **RPA2024 l'article 4.5.2** les déplacements relatifs latéraux à chaque niveau K, de la structure est calculé selon **Eqn.(4.15)** :

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

δ_{ek} : Déplacement élastique du aux forces sismiques F ; (y compris l'effet de torsion)

R : Coefficient de comportement

Q_F : Coefficient de qualité

Les résultats du des déplacements inter-étage pour le modèle final est comme suit :

Tableau IV. 9: Justification de non-effondrement

Niveau	H (m)	Sens X			Sens Y			$\overline{\Delta_K}$ (cm)	OBS
		δ_{ek} (cm)	δ_k^x (cm)	Δ_k^x (cm)	δ_{ek} (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_k^y (cm)		
Etage9	3,05	4,28	18,36	2,20	5,22	22,38	2,40	4,575	C V
Etage8	3,05	3,76	16,15	2,29	4,66	19,97	2,61	4,575	C V
Etage7	3,05	3,23	13,85	2,33	4,05	17,36	2,73	4,575	C V
Etage6	3,05	2,69	11,52	2,32	3,41	14,63	2,80	4,575	C V
Etage5	3,05	2,14	9,20	2,22	2,75	11,82	2,74	4,575	C V
Etage4	3,05	1,62	6,97	2,09	2,11	9,08	2,64	4,575	C V
Etage3	3,05	1,13	4,88	1,85	1,50	6,43	2,39	4,575	C V
Etage 2	3,05	0,70	3,03	1,49	0,94	4,04	1,98	4,575	C V
Etage 1	3,05	0,35	1,53	1,04	0,48	2,05	1,40	4,575	CV
RDC	3,05	0,11	0,49	0,49	0,15	0,65	0,65	4,575	C V

IV.4.2.4 Vérification spécifique aux sollicitations normales du modèle

D'après l'article [7.4.3] RPA2024 dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,35$$

Avec :

N_d : L'effort normal de calcul s'exerçant sur une section de béton sous combinaison sismique (G+ψQ+E₁ ; G+ψQ+E₂)

B_c : L'aire (section brute) de cette dernière

f_{c28} : La résistance caractéristique du béton à 28 jours (25 MPA).

Tableau IV. 10: Vérification de l'effort normal réduit.

Niveaux	(a=b) (cm)	S (cm ²)	Nd max (KN)	ν	ν < 0,35
9 ^{eme}	45x45	2025	225,07	0,04	Vérifiée
8 ^{eme}	45x45	2025	439,46	0,08	Vérifiée
7 ^{eme}	45x45	2025	689,90	0,13	Vérifiée
6 ^{eme}	45x45	2025	950,45	0,18	Vérifiée
5 ^{eme}	55x55	3025	1234,57	0,16	Vérifiée
4 ^{eme}	55x55	3025	1555,61	0,20	Vérifiée
3 ^{eme}	55x55	3025	2006,78	0,26	Vérifiée
2 ^{eme}	55x55	3025	2464,30	0,32	Vérifiée
1 ^{er}	65x65	4225	2917,79	0,27	Vérifiée
RDC	65x65	4225	3265,29	0,30	Vérifiée

IV.4.2.5 Justification vis-à-vis de l'effet P-Δ

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

$$\theta = \frac{P_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,10$$

P_K : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau "K". $P_k = \sum_{i=k}^n (w_{Gi} + \beta w_{Qi})$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K" : $V_k = \sum_{i=k}^n F_i$

ΔK : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1».

h_K : Hauteur de l'étage "K".

Les résultats obtenus par l'utilisation de l'Excel sont regroupés dans les tableaux suivants :

- Sens x-x

Tableau IV. 11: Vérification de l'effet P-Δ pour le modèle final Dans le sens X-X

			Dans le sens X-X			
Niveaux	hk (cm)	Pk (KN)	Δk (cm)	Vk (KN)	θk	Observation
Terrasse	305	4363,2031	2,20	1401,25	0,02246015	Vérifiée
8eme	305	8943,477	2,29	2628,351	0,0255481	Vérifiée
7eme	305	13523,7508	2,33	3600,0258	0,02869774	Vérifiée
6eme	305	18104,0247	2,32	4392,2906	0,0313525	Vérifiée
5eme	305	22941,736	2,22	5063,8447	0,03297608	Vérifiée
4eme	305	27779,4474	2,09	5642,5288	0,03373621	Vérifiée
3eme	305	32617,1587	1,85	6111,4179	0,03237248	Vérifiée
2eme	305	37454,87	1,49	6471,8918	0,02827245	Vérifiée
1er	305	42604,9189	1,04	6735,3746	0,02156907	Vérifiée
RDC	305	47754,9677	0,49	6861,6708	0,01118111	Vérifiée

- Sens y-y :

Tableau IV. 12: Vérification de l'effet P-Δ pour le modèle final Dans le sens Y-Y

			Dans le sens X-X			
Niveaux	hk (cm)	Pk (KN)	Δk (cm)	Vk (KN)	θk	Observation
Terrasse	305	4363,2031	2,40	1388,8621	0,02472053	Vérifiée
8eme	305	8943,477	2,61	2585,0363	0,02960605	Vérifiée
7eme	305	13523,7508	2,73	3538,5902	0,03420816	Vérifiée
6eme	305	18104,0247	2,80	4321,5431	0,03845869	Vérifiée
5eme	305	22941,736	2,74	4991,2743	0,04129197	Vérifiée
4eme	305	27779,4474	2,64	5577,0269	0,04311466	Vérifiée
3eme	305	32617,1587	2,39	6056,5437	0,04220067	Vérifiée
2eme	305	37454,87	1,98	6428,7367	0,03782231	Vérifiée
1er	305	42604,9189	1,40	6700,8747	0,02918478	Vérifiée
RDC	305	47754,9677	0,65	6827,4963	0,01490633	Vérifiée

IV.5 Conclusion

L'analyse dynamique a permis de mieux comprendre le comportement sismique de la structure. Le positionnement optimal des voiles a été déterminé après plusieurs itérations, afin de garantir un bon compromis entre stabilité et performance. Les résultats issus du logiciel ETABS ont confirmé la conformité de la structure aux exigences en matière de déplacement et de participation massique.

Chapitre V : Ferrailage des éléments structuraux

IV.6 Introduction

Après avoir réalisé l'analyse dynamique de la structure à l'aide du logiciel ETABS 2018 dans le chapitre précédent, les efforts internes appliqués aux différents éléments structuraux (poutres, poteaux, voiles) ont été déterminés. Ce chapitre est consacré à l'étude du ferraillage, qui a pour objectif de déterminer les sections d'acier nécessaires. Le ferraillage des éléments principaux sera fait conformément aux **BAEL 91 modif 99** et **RPA 2024**.

IV.7 Ferraillage poteaux

IV.7.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux jouant un rôle fondamental dans la transmission des charges. Ils reprennent les charges et surcharges issues des différents niveaux et les transmettent aux fondations. Ces éléments sont soumis principalement à des efforts normaux et à des moments fléchissant, ce qui les place en situation de flexion composée. L'analyse des poteaux sera réalisée en tenant compte des efforts internes fournis par le logiciel ETABS 2018, selon les combinaisons réglementaires du RPA 2024 et du CBA93.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (E.L.U) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables et dans les situations suivantes :

Tableau V. 1: Caractéristiques du béton et de l'acier.

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28}	σ_{bc}	γ_s	f_e	σ_s
Durable	1,5	25	14,17	1,15	500	434,78
Accidentelle	1,2		17,7	1		500

IV.7.2 Combinaisons des charges

Il existe deux types de combinaisons : des combinaisons fondamentales qui sont citées dans le BAEL91, et les autres sont accidentelles et qui sont citées dans le **RPA 2024**.

- Selon le CBA93 :

$$\text{situation durable : } \begin{cases} \text{ELU : } 1.35 G + 1.5 Q \\ \text{ELS : } G + Q \end{cases}$$

- Selon le RPA 2024 :

$$\text{situation accidentelle : } \begin{cases} G + \psi Q + E_1 \\ G + \psi Q + E_2 \end{cases}$$

Avec :

G : charges permanentes.

Q : surcharges d'exploitations.

E : Combinaisons actions sismiques.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants :

- Effort normal minimal et le moment correspondant (N_{min} , M_{corr})
- Effort normal maximal et le moment correspondant (N_{max} , M_{corr})
- Moment maximum et l'effort correspondant (M_{max} , N_{corr})

IV.7.3 Recommandations du "RPA 2024" page 109

Pour les poteaux d'une structure en zone sismique VI :

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets :

- Leur pourcentage minimal sera de : 1.0%B
- Leur pourcentage maximal sera de :
 - ✓ 4%B en zone courante
 - ✓ 8%B en zone de recouvrement

Avec :

B : la section brute du béton.

- Le diamètre minimum est de : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements de barres longitudinales, de diamètre ϕl est de : $60\phi l$
- La distance entre les barres verticales, dans une face du poteau, ne doit pas dépasser :15 cm

IV.7.4 Méthode de calcul

Chacune des combinaisons donne une section d'acier. La section finale choisie, correspondra au max de ces valeurs (cas plus défavorable).

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel ETABS 2018. Le calcul du ferraillage est obtenu par le logiciel SOCOTEC V1.02. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux ci-dessous :

IV.7.5 Calcul des sections de ferrailage

- Situation durable :

Tableau V. 2: Ferrailage des poteaux suivant N_{min} ; M_{corr} (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{min} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	A's (cm ²)	As_{RPA}^{min} (cm ²)
8eme, 9eme	45×45	-20,1778	-8,0505	SPC	0,2	0	20,25
6eme, 7eme	45×45	-119,8471	0,0263	SEC	0	0	20,25
4eme, 5eme	55×55	-253,7421	-10,0574	SEC	0	0	30,25
2eme, 3eme	55×55	-372,9522	-6,8856	SEC	0	0	30,25
RDC, 1er	65×65	-558,7324	-9,591	SEC	0	0	42,25

Tableau V. 3: Ferrailage des poteaux suivant N_{max} ; M_{corr} (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	A's (cm ²)	As_{RPA}^{min} (cm ²)
8eme, 9eme	45×45	-429,5196	-2,1947	SEC	0	0	20,25
6eme, 7eme	45×45	-878,5339	-1,5817	SEC	0	0	20,25
4eme, 5eme	55×55	-1350,8667	-1,6548	SEC	0	0	30,25
2eme, 3eme	55×55	-1834,0293	-0,9399	SEC	0	0	30,25
RDC, 1er	65×65	-2352,8727	-0,3849	SEC	0	0	42,25

Tableau V. 4: Ferrailage des poteaux suivant M_{max} ; N_{corr} (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{corr} (KN)	M_{Max} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	A's (cm ²)	As_{RPA}^{min} (cm ²)
8eme, 9eme	45×45	-300,426	-33,5729	SEC	0	0	20,25
6eme, 7eme	45×45	-433,4949	-34,7103	SEC	0	0	20,25
4eme, 5eme	55×55	-729,4267	-42,3865	SEC	0	0	30,25
2eme, 3eme	55×55	-1045,3189	-36,125	SEC	0	0	30,25
RDC, 1er	65×65	-1385,9486	-34,7697	SEC	0	0	42,25

- Situation accidentelle :

Tableau V. 5: Ferrailage des poteaux suivant N_{min} ; M_{corr} (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{min} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	As (cm ²)	A's (cm ²)	As_{RPA}^{min} (cm ²)
8eme, 9eme	45×45	593,2041	15,1054	SEC	0	0	20,25
6eme, 7eme	45×45	541,1221	21,7484	SEC	0	0	20,25
4eme, 5eme	55×55	1574,8363	33,032	SEC	0	0	30,25
2eme, 3eme	55×55	3697,2312	25,9171	SEC	0	0	30,25
RDC, 1er	65×65	6979,6734	48,3625	SEC	0	0	42,25

Tableau V. 6: Ferrailage des poteaux suivant N_{max} ; M_{corr} (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{max} (KN)	M_{corr} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A's$ (cm ²)	$A_{s_{RPA}}^{min}$ (cm ²)
8eme, 9eme	45×45	-751,2063	-15,6298	SEC	0	0	20,25
6eme, 7eme	45×45	-950,4534	-15,4088	SEC	0	0	20,25
4eme, 5eme	55×55	-2188,2615	-39,6858	SEC	0	0	30,25
2eme, 3eme	55×55	-4560,3223	-32,1532	SEC	0	0	30,25
RDC, 1er	65×65	-8212,4506	-57,4816	SEC	0	0	42,25

Tableau V. 7: Ferrailage des poteaux suivant M_{max} ; N_{corr} (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	N_{corr} (KN)	M_{Max} (KN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	$A's$ (cm ²)	$A_{s_{RPA}}^{min}$ (cm ²)
8eme, 9eme	45×45	-188,8743	118,795	SPC	4,29	0	20,25
6eme, 7eme	45×45	-340,9078	-128,1521	SPC	3,37	0	20,25
4eme, 5eme	55×55	-622,184	-197,5505	SPC	2,21	0	30,25
2eme, 3eme	55×55	-1036,4884	-180,729	SEC	0	0	30,25
RDC, 1 ^{er}	65×65	-5202,1247	-254,8568	SEC	0	0	42,25

IV.7.6 Choix des armatures

Tableau V. 8: Choix des armatures des poteaux

Niveaux	Section (cm ²)	A_s^{cal} (cm ²)	$A_{s_{RPA}}^{min}$ (cm ²)	$A_{s_{RPA}}^{max}$ (Z.C)(cm ²)	$A_{s_{RPA}}^{max}$ (Z.R)(cm ²)	Choix	A_s^{Adpt} (cm ²)
8eme, 9eme	45×45	4,29	20,25	81	162	4T20+8T16	28,65
6eme, 7eme	45×45	3,37	20,25	81	162	4T20+8T16	28,65
4eme, 5eme	55×55	2,21	30,25	121	242	12T20	37,70
2eme, 3eme	55×55	0	30,25	121	242	12T20	37,70
RDC, 1 ^{er}	65×65	0	42,25	169	338	16T20	50,27

IV.7.7 Vérifications nécessaires

a) Vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_{ser} puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- Béton :

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

- Acier :

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{peu prejudiciable : pas de verification} \\ \text{fissuration prejudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max \left\{ \frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} \\ \text{fissuration tres prejudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3}f_e; \max \left\{ \frac{f_e}{2}; 110\sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} \end{array} \right\}$$

- $\eta=1,6$ pour les aciers a HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{333,33, \max\{250; 201,63\}\} = 250 \text{ MPa}$$

Remarque : La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*

Tableau V. 9: Vérification des poteaux à L'ELS

Niveaux	Section (cm ²)	Nser (KN)	Mser (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Vérification
8eme, 9eme	45×45	-314,0585	-1,5615	1,35	15	20,1	250	CV
6eme, 7eme	45×45	-640,1066	-2,6753	2,73		40,6		CV
4eme, 5eme	55×55	-986,4124	-1,1738	2,81		42,1		CV
2eme, 3eme	55×55	-1339,087	-0,6686	3,79		56,8		CV
RDC, 1er	65×65	-1718,040	-0,2769	3,97		59,6		CV

b) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile de la section de la poutre.

Cette contrainte doit être inférieure ou égale, à la valeur limite suivante :

- **Selon le BAEL91 :** $\bar{\tau}_u = \min \{0,1f_{c28}; 4 \text{ Mpa} \}$ (Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable).

- **Selon le RPA 2024 :** $\bar{\tau}_u = \rho_d \times f_{c28}$

$\rho_d = 0,075$ si l'élancement $\lambda_g \geq 5$

$\rho_d = 0,040$ si l'élancement $\lambda_g < 5$

λ_g : L'élancement du poteau $\lambda_g = L_f / a$

L_f : Longueur de flambement.

a : Coté du poteau dans le sens de calcul.

La vérification des sollicitations tangentes pour chaque niveau, est illustrée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tableau V. 10: Vérification de la contrainte de cisaillement des poteaux.

Section (cm ²)	Tu (KN)	τ_u (MPa)	λg	ρd	$\bar{\tau}_u$ RPA (MPa)	$\bar{\tau}_u$ BAEL (MPa)	Observation
45×45	24,88	0,13	4,74	0,040	1	2,5	OK
55×55	29,45	0,1	3,88	0,040	1	2,5	OK
65×65	42,28	0,11	3,28	0,040	1	2,5	OK

IV.7.8 Calcul du ferraillage transversal

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du **BAEL91 modifié 99** et celles du **RPA 2024** ; elles sont données comme suit :

Selon BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} St \leq \min (0,9d ; 40cm) \\ \phi t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \frac{b}{10} ; \phi t \right) \\ \frac{Atfe}{bSt} \geq \max \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4Mpa \right) \end{cases}$$

Avec :

At : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

St : Espacement des armatures transversales

Øt : Diamètre des armatures transversales.

Øl : Diamètre des armatures longitudinales.

Selon le RPA 2024 :

$$\frac{At}{St} = \frac{\rho a \times Tu}{h \times f_e}$$

Tu : Effort tranchant à l'ELU.

f_e : Contrainte limite élastique de l'acier d'armatures transversales.

h : Hauteur totale de la section brute.

ρa : Coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par l'effort tranchant.

$$\rho a = 2,5 \text{ si } \lambda g \geq 5$$

$$\rho a = 3,75 \text{ si } \lambda g < 5$$

λg : L'élancement géométrique.

L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

- ✓ $St \leq \text{Min}(b/3 ; 10 \text{ cm} ; 6\varnothing l) \dots\dots\dots \text{Zone nodale (zone VI).}$
- ✓ $St \leq \text{Min} (b/2; h/2; 10\varnothing l) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone VI).}$

Avec :

b : dimension minimale du noyau béton (à l'intérieur des armatures de confinement)

$\varnothing l$: Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

Le pourcentage d'armatures transversales minimal $\frac{At}{St b}$ est donné par :

- ✓ 0.3% si l'élancement $\lambda g \geq 5$
- ✓ 0.8% si l'élancement $\lambda g < 5$

Sinon on procède à une interpolation entre 0.8% et 0.3%.

Tableau V. 11: Espacement des cadres et choix d'armatures transversales des poteaux.

Section (cm ²)	Tu (KN)	λg	ρa	Zone	St (cm)	At^{cal} (cm ²)	Choix	As^{adp} (cm ²)
45×45	24,88	4,74	3,75	Z.N	10	0,41	6T8	3,02
				Z.C	15	0,62	6T8	3,02
55×55	29,45	3,88	3,75	Z.N	10	0,4	4T8	2,01
				Z.C	15	0,6	4T8	2,01
65×65	42,28	3,28	3,75	Z.N	10	0,48	4T8	2,01
				Z.C	20	0,73	4T8	2,01

IV.7.9 Longueur de recouvrement RPA2024

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 60 \times \varnothing l$ (zone VI)

T20 : $L_r = 120 \text{ cm}$.

T16 : $L_r = 96 \text{ cm}$.

IV.7.10 Schéma de Ferraillage

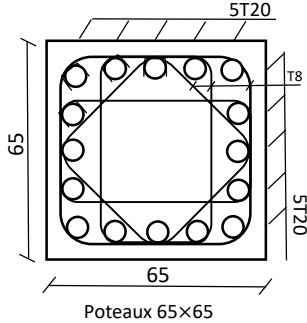
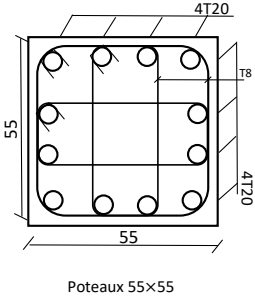
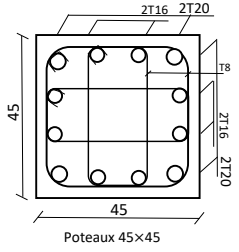
Poteau de niveau : RDC et 1ere	Poteau de niveau : 2eme, 3ème, 4eme et 5eme étage	Poteau de niveau : 6eme, 7eme, 8eme et 9eme étage
 Poteaux 65×65	 Poteaux 55×55	 Poteaux 45×45

Figure V. 1: Schéma de ferraillage des poteaux.

IV.8 Ferraillage des poutres

IV.8.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux qui transmettent les efforts du plancher vers les poteaux, Elles sont sollicitées par un moment fléchissant et un effort tranchant. Leur ferraillage donc sera déterminé en flexion simple à l'ELU, puis vérifié à l'état limite de service (ELS), suivant les recommandations du **RPA 2024**.

IV.8.2 Les combinaisons d'actions

En fonction du type de sollicitation, on distingue les différentes combinaisons suivantes : Combinaisons fondamentales :

- **E.L.U:** $1.35 G + 1.5 Q$
- **E.L.S:** $G + Q$

Combinaisons exigées par **RPA 2024**

- $G + \psi Q \pm E_1$
- $G + \psi Q \pm E_2$

G : charge permanente.

Q : charge d'exploitation.

E : charge sismique.

IV.8.3 Recommandations du RPA 2024 l'article 7.5.2

Le pourcentage minimal des aciers longitudinaux, sur toute la longueur de la poutre, est de 0,5% en toute section.

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

- ✓ 4% en zone courante.
- ✓ 6% en zone de recouvrement.

La longueur minimale de recouvrement est de :

- ✓ 50 Ø en zone I , II et III.
- ✓ 60 Ø en zone IV , V et VI.

L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90°.

La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par :

$$A_t = 0,003 \times S_t \times b$$

Avec :

b : largeur de la poutre.

S_t : espacement maximum entre les armatures transversales, il est donné par :

$$S_t \leq \min \left[\frac{h}{4}, 24\phi_t, 17,5\text{cm}, 6\phi_l \right] \text{ (dans les zones critiques).}$$

$S_t \leq \min \left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l \right)$ (En dehors de la zone critique) si les armatures comprimées sont nécessaires

h : Hauteur de la poutre.

ϕ : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

IV.8.4 Calcul du ferraillage

Pour le cas de notre structure, les efforts sont déterminés par le logiciel ETABS. Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants (calcul avec SOCOTEC) :

On dispose de 2 types de poutres :

- ✓ Poutre porteuse de : $30 \times 45 \text{ cm}^2$
- ✓ Poutre non porteuse de : $30 \times 35 \text{ cm}^2$

- Poutre porteuse 30×45

Tableau V. 12: Ferraillage des poutres porteuses

Section (cm ²)	Situation	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
30×45	S.D.T	Appuis	-104,95	0	5,55
		Travée	60,49	3,1	0
	S.A	Appuis	-325,44	0	21,09
		Travée	295,47	18,83	0

- Poutre non porteuse 30×35

Tableau V. 13: Ferraillage des poutres non porteuses

Section (cm ²)	Situation	Position	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	A' _s (cm ²)
30×35	S.D.T	Appuis	-38,82	0	2,57
		Travée	20,04	1,3	0
	S.A	Appuis	-116,76	0	8,53
		Travée	106,54	7,67	0

IV.8.5 Choix d'armature

Tableau V. 14: Choix des armatures pour les poutres porteuses

Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} _{RPA} (cm ²)	A _s ^{max} _{RPA} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} _{RPA} (Z.R) (cm ²)	Choix	A _s ^{cal} (cm ²)
30×45	Appuis	21,09	6,75	54	81	8T20	22,87
	Travée	18,83				4T16 + 4T20	20,61

Tableau V. 15: Choix des armatures pour les poutres non porteuses

Section (cm ²)	Position	A _s ^{cal} (cm ²)	A _s ^{min} _{RPA} (cm ²)	A _s ^{max} _{RPA} (Z.C) (cm ²)	A _s ^{max} _{RPA} (Z.R) (cm ²)	Choix	A _s ^{cal} (cm ²)
30×35	Appuis	8,53	5,25	42	63	4T14+4T12	10,68
	Travée	7,67				4T16	8,04

IV.8.6 Vérifications nécessaires

a) Vérification de la condition de non-fragilité :

- Poutre porteuse :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 1.17 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 22,87 \text{ cm}^2 > 1.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travée : $A_s = 20,61 \text{ cm}^2 > 1.17 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

- **Poutre non porteuse :**

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 0,91 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 10,68 \text{ cm}^2 > 0,91 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

En travée : $A_s = 8,04 \text{ cm}^2 > 0,91 \text{ cm}^2$ **condition vérifiée.**

b) Vérification des espacements des armatures :

- **Poutre porteuse :**

En appui : $e_h = 5,4 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

En travée : $e_h = 5,4 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

- **Poutre non porteuse :**

En appui : $e_h = 6,2 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

En travée : $e_h = 5,9 \text{ cm} > \text{Max}(\emptyset; 1.5 \times c_g) = \text{Max}(2 \text{ cm}; 3.75 \text{ cm}) = 3.75 \text{ cm}$ **condition vérifiée.**

c) Vérification des contraintes à l'ELS

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous M_{ser} puis elles sont comparées aux contraintes admissibles données par :

- **Béton :**

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

- **Acier :**

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{peu préjudiciable : pas de vérification} \\ \text{fissuration préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ \frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} \\ \text{fissuration très préjudiciable : } \bar{\sigma}_{st} = 0,8 \min \left\{ \frac{2}{3} f_e; \max \left\{ \frac{f_e}{2}; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right\} \right\} \end{array} \right\}$$

– $\eta = 1,6$ pour les aciers à HA

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable

Avec :

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{ 333,33, \max \{ 250; 201,63 \} \} = 250 \text{ MPa}$$

Remarque : La vérification à l'ELS a été faite en utilisant le logiciel *SOCOTEC*

- **Poutre porteuse :**

Tableau V. 16: Vérification des poutres porteuse à L'ELS

Section (cm ²)	Position	M _{ser} (KNm)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (Mpa)	σ _s (MPa)	σ̄ _{st} (Mpa)	Vérification
30×45	Appuis	-76,43	5,25	15	59,4	250	Cv
	Travée	44,03	3,44		39		Cv

- Poutre non porteuse :

Tableau V. 17: Vérification des poutres non porteuse à L'ELS

Section (cm ²)	Position	Mser (KNm)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_{st}$ (Mpa)	Vérification
30×35	Appuis	-28,13	4,08	15	43,7	250	Cv
	Travée	14,56	2,18		21,8		Cv

d) Vérification de l'effort tranchant (contrainte de cisaillement) :

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \leq \bar{\tau}_u$$

Avec :

T_u : L'effort tranchant pour l'état limite ultime.

b : Largeur de la section de la poutre.

d : Hauteur utile de la section de la poutre.

τ_u : Contrainte de cisaillement.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte limite de cisaillement du béton.

Dans notre projet la fissuration est considérée préjudiciable donc selon le **BAEL91 modif 99** :

$$\bar{\tau}_u = \min \{0,1 f_{c28} ; 4 \text{ Mpa} \}$$

Tableau V. 18: Vérifications au cisaillement

Section (cm ²)	T^{max} (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	Verification
PP (30×45)	125,84	1,03	2,5	Vérifier
PNP (30×35)	42,81	0,45	2,5	Vérifier

IV.8.7 Calcul des armatures transversales

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} St = \min(0,9d ; 40cm) \\ \frac{At}{b St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{t28k}}{0,8 f_e} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{At f_e}{b St} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 2024 :

$$\begin{cases} At = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \min\left(\frac{h}{4}, 24\phi_t, 17,5cm, 6\phi_l\right) \dots \dots \text{Zone nodale} \\ St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12 \phi_l\right) \dots \dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec :

$$\emptyset t \leq \min \left(\frac{h}{35} ; \emptyset l ; \frac{b}{10} \right)$$

Tableau V. 19: Calcul des armatures transversales.

Section (cm ²)	Tu (KN)	τ_u (MPa)	BAEL	RPA 2024		St ^{adp} (cm)		At ^{max} (cm ²)	Choix
			St(cm)	St(cm)ZN	St(cm)ZC	ZN	ZC		
PP (30×45)	125,84	1,03	36,45	11,27	11,25	10	10	0,9	4T8
PNP (30×35)	42,81	0,45	28,35	8,75	8,75	8	8	0,72	4T8

IV.8.8 Recouvrement des Armatures Longitudinales

La longueur minimale de recouvrement est de : Lr = 60∅ (Zone VI)

On a:

∅=20mm Lr = 100cm

∅=16mm Lr = 96cm

∅=14mm Lr = 84cm

∅=12mm Lr = 72cm

IV.8.9 Vérification de la flèche

$$\text{Flèche totale : } \Delta_{fT} = f_v - f_i \leq \bar{f}$$

Avec :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_i = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_i I_{fi}} ; f_v = \frac{M_{ser} L^2}{10 E_v I_{fv}} \\ \bar{f} = \frac{L(cm)}{500} \text{ Si } L \leq 5m \\ \bar{f} = 0,5 + \frac{L(cm)}{1000} \text{ Si } L > 5m \end{array} \right\}$$

Avec :

f_i : La flèche due aux charges instantanées.

f_v : La flèche due aux charges de longue durée.

Moment d'inertie fictive :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_i\mu} \\ I_{fv} = \frac{1,1I_0}{1+\lambda_v\mu} \end{array} \right. \text{ Avec : } I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15As' \left(\frac{h}{2} - d \right)^2 + 15As \left(\frac{h}{2} - d \right)^2$$

$$\begin{cases} \lambda_i = \frac{0,05ft_{28}}{\delta\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)} ; \lambda_v = \frac{0,02ft_{28}}{\delta\left(2+\frac{3b_0}{b}\right)} \\ \mu = 1 - \frac{1,75ft_{28}}{4\delta\sigma_s+ft_{28}} ; \delta = \frac{As}{b d} ; \sigma_s = \frac{Mser}{As d} \end{cases}$$

Calcul les modules de déformation :

$$E_i = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,2 \text{ Mpa}$$

$$E_v = \frac{E_i}{3} = 10721,4 \text{ Mpa}$$

Les résultats sont récapitulés dans ce tableau :

Tableau V. 20: Vérification de la flèche des poutres.

Section (cm ²)	Longueur (m)	Mser (KN.m)	As adp (cm ²)	I ₀ (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)	fi (mm)	fv (mm)
PP (30×45)	5,15	44,03	20,61	327977,1	251924,52	307610,48	1,44	3,54
PNP (30×35)	3,75	14,56	8,04	130825,1	77197,44	106942,02	0,82	1,78

- **Poutre porteuse :**

$$\Delta_{fT} = f_v - f_i = 0,144 - 0,354 = 0,21 \text{ cm} \leq \bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000} = 0,5 + \frac{515}{1000} = 1,015 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

- **Poutre non porteuse :**

$$\Delta_{fT} = f_v - f_i = 0,178 - 0,082 = 0,096 \text{ cm} \leq \bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{375}{500} = 0,75 \text{ cm} \quad \text{CV}$$

Choix finals des armatures :

Tableau V. 21: Choix finals des armatures des poutres.

Section (cm ²)	Etage	position	Armature Inferieure	Armature superieur
Poutre porteuse (30×45)	Tous les niveaux	Appuis	4HA20	8HA20
		Travée	4HA16+4HA20	4HA20
Poutre non porteuse(30×35)	Tous les niveaux	Appuis	4HA16	4HA14+4HA12
		travée	4HA16	4HA14

IV.8.10 Schémas de ferraillage des poutres

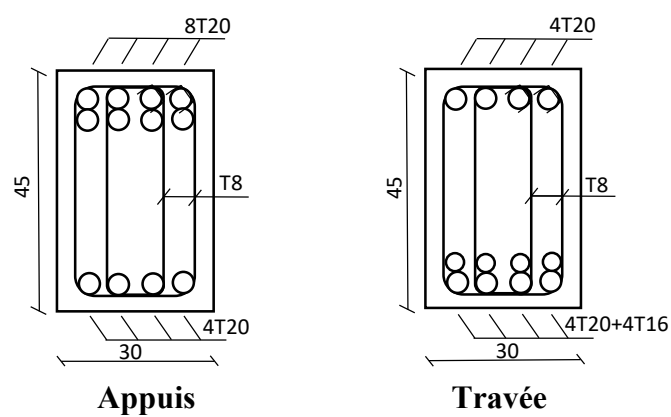


Figure V. 2: Schéma de ferraillage des poutres porteuses.

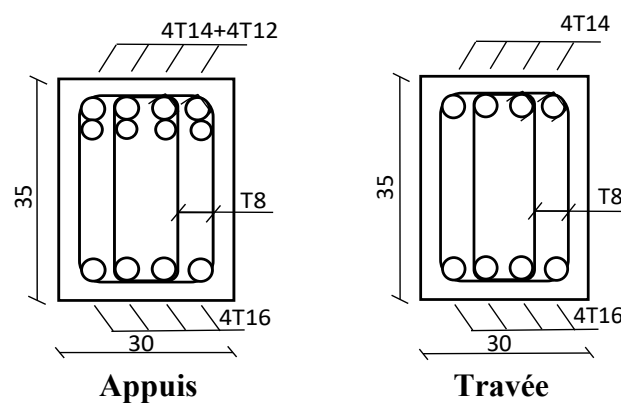


Figure V. 3: Schéma de ferraillage des poutres non porteuses.

IV.9 Ferraillage des voiles

IV.9.1 Introduction

Le ferraillage des voiles s'effectuera selon le règlement BAEL91 modifié 99 et les vérifications selon le règlement parasismique algérien RPA 2024, sous l'action des forces horizontales (séisme) ainsi que les forces due aux charges verticales, le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

IV.9.2 Ferraillage des voiles

Les voiles seront calculés en flexion composée sous l'effet des sollicitations qui les Engendrent, le moment fléchissant et l'effort normal sont déterminés selon les combinaisons Comprenant la charge permanente, d'exploitation ainsi que les charges sismiques.

Combinaison d'après **RPA 2024** :

Selon le règlement parasismique algérien (RPA 2024) les combinaisons ont considéré dans notre cas sont les suivantes :

- $G + \psi Q + E_1$
- $G + \psi Q + E_2$

IV.9.3 Disposition des voiles

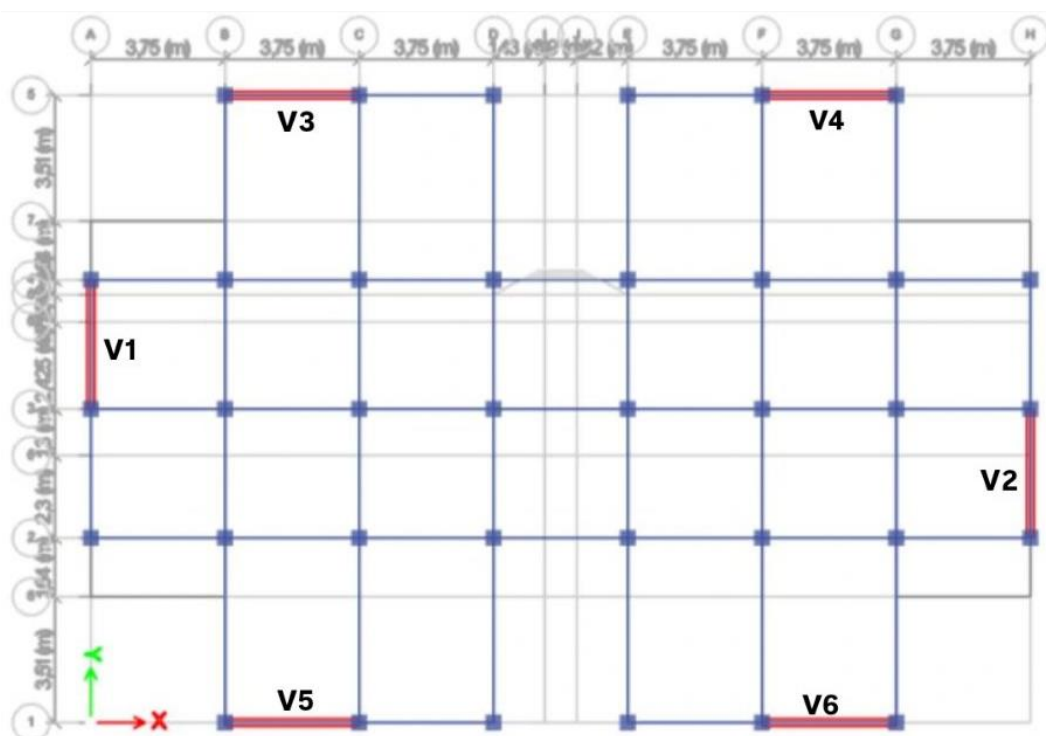


Figure V. 4: Disposition des voiles.

Tableau V. 22: Les dimensions des voiles

Les voiles	Type du voiles	La longueur (m)	L'épaisseur (cm)
1 et 2	Sans ouverture	4,25	20
3 ; 4 ; 5 et 6	Avec ouverture	4,4	20

IV.9.4 Prescriptions imposées par RPA 2024

IV.9.4.1 Ferrailages des voiles et des trumeaux

IV.9.4.1.1 Condition de l'effort normal réduit

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.40 \dots \dots \dots (7.11)$$

ν : L'effort normal réduit.

N_d : Effort normal de calcul s'exerçant sur une section, en (N)

B_c : aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton $f_{c28}=25$ Mpa.

Calcul B_c :

- **Voile 1 et 2 :**

$$B_c = (65 \times 65 \times 2 + 20 \times 295) = 14350 \text{ cm}^2$$

- **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$$B_c = (65 \times 65 \times 2 + 20 \times 1,9) = 8488 \text{ cm}^2$$

Tableau V. 23: Vérification de l'effort normal réduit.

Voile	S (cm ²)	Nd max (KN)	ν	$\nu < 0,4$
V ₁	14350	1923,66	0,053	Vérifiée
V ₂	14350	1948,75	0,054	Vérifiée
V ₃	8488	1118,76	0,052	Vérifiée
V ₄	8488	1137,25	0,053	Vérifiée
V ₅	8488	1150,34	0,0542	Vérifiée
V ₆	8488	1135,07	0,053	Vérifiée

IV.9.4.1.2 Condition d'élancement

Les voiles élancés correspondent à $\frac{h_w}{L_w} > 2.0$: le diagramme de moment fléchissant de calcul, en fonction de la hauteur, est donné par une enveloppe linéaire, du diagramme du moment fléchissant obtenu par le calcul de structure, déplacée verticalement (décalage de traction) d'une distance égale à la hauteur (h_{cr}) de la zone critique du voile.

- Voile 1 et 2 :

$$\frac{hw}{Lw} = \frac{30,5}{4,25} = 7,17 > 2 \Rightarrow \text{Voile élance}$$

- Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :

$$\frac{hw}{Lw} = \frac{30,5}{3,2} = 9,53 > 2 \Rightarrow \text{Voile élance}$$

IV.9.4.1.3 Calcul de la hauteur critique :

La hauteur hcr , de la zone critique au-dessus de la base du voile est calculé comme suit :

$$\begin{cases} hcr = \max\left(lw ; \frac{hw}{6}\right) \\ hcr \leq 2.Lw \\ hcr \leq 2.he \text{ pour } n > 6 \text{ niveaux} \end{cases} \dots \dots \dots (7.22), (7,23)$$

- Voile 1 et 2 :

$$\begin{cases} hcr = \max\left(lw ; \frac{hw}{6}\right) = \max\left(4,25 ; \frac{30,5}{6} = 5,08m\right) = 5,08m. \\ hcr = 5,08m \leq 2.Lw = 2 \times 4,25 = 8,50m \\ hcr = 5,08m \leq 2.he = 2 \times 3,05 = 6,10m \end{cases} \Rightarrow \{hcr = 5,08 m$$

- Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :

$$\begin{cases} hcr = \max\left(lw ; \frac{hw}{6}\right) = \max\left(1,6 ; \frac{30,5}{6} = 5,08m\right) = 5,08m. \\ hcr = 5,08m \leq 2.Lw = 2 \times 3,2 = 6,4 m \\ hcr = 5,08m \leq 2.he = 2 \times 3,05 = 6,10m \end{cases} \Rightarrow \{hcr = 5,08 m$$

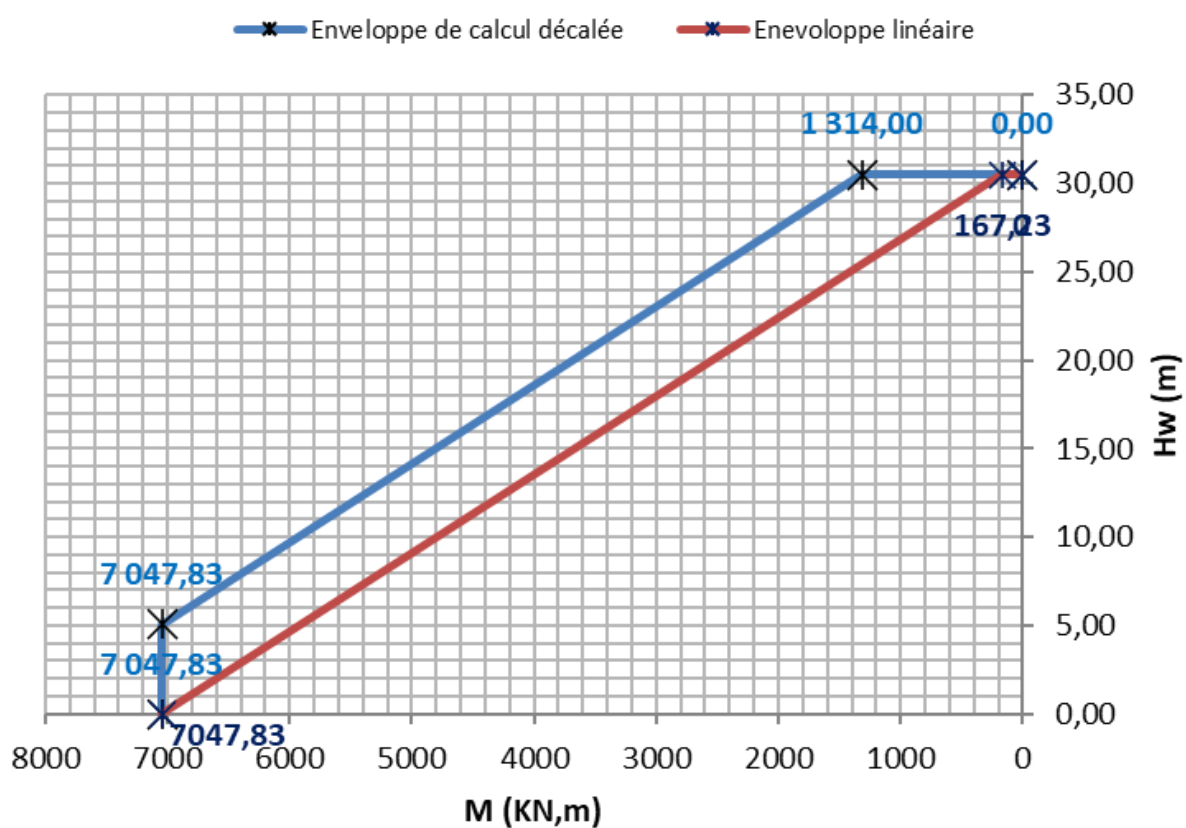


Figure V. 5: La courbe enveloppe de voile 1.

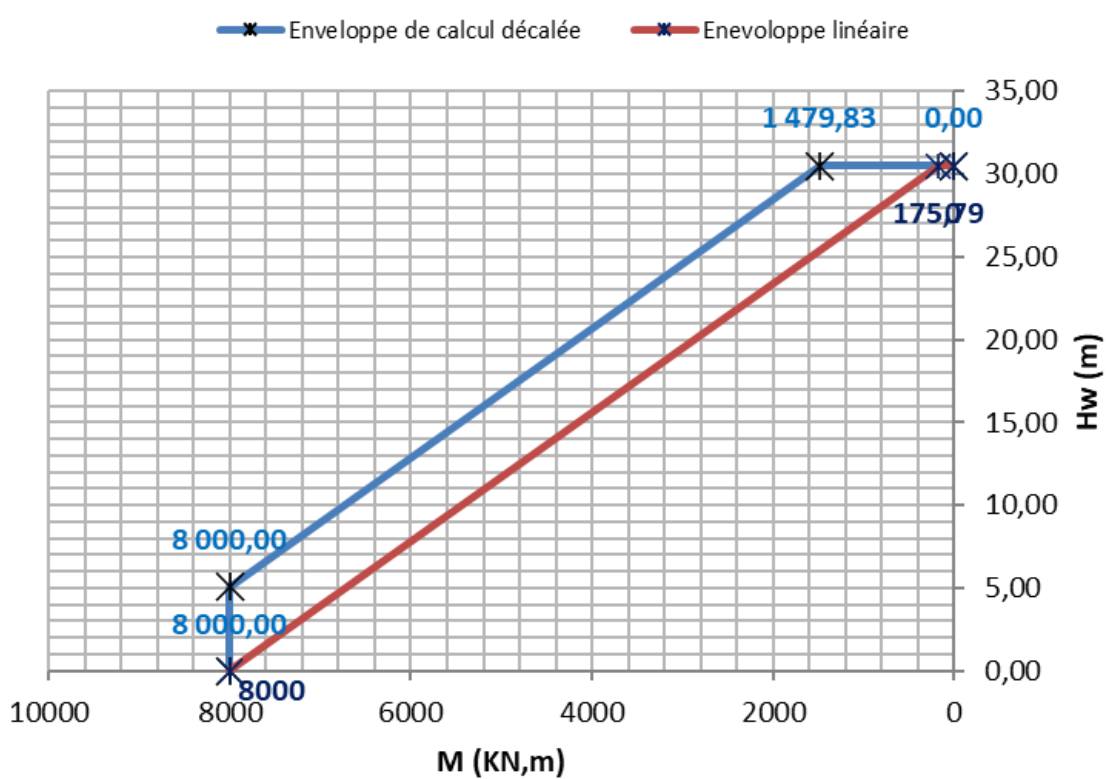


Figure V. 6: La courbe enveloppe de voile 2.

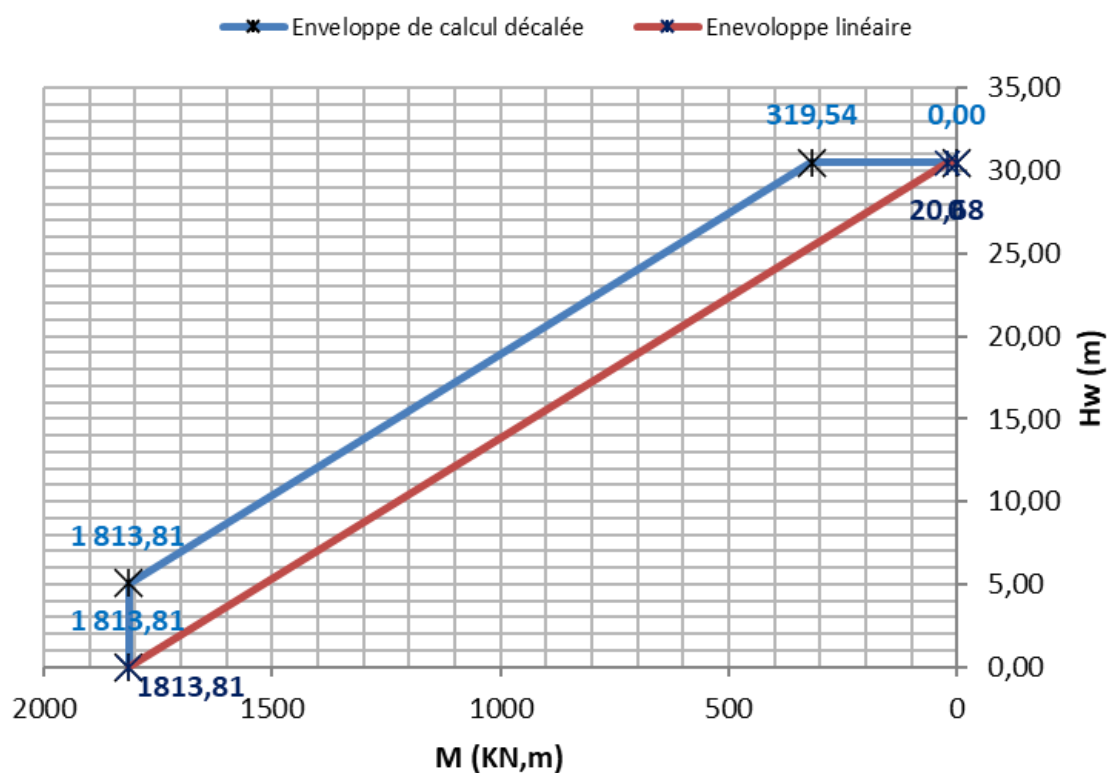


Figure V. 7: La courbe enveloppe de voile 3.

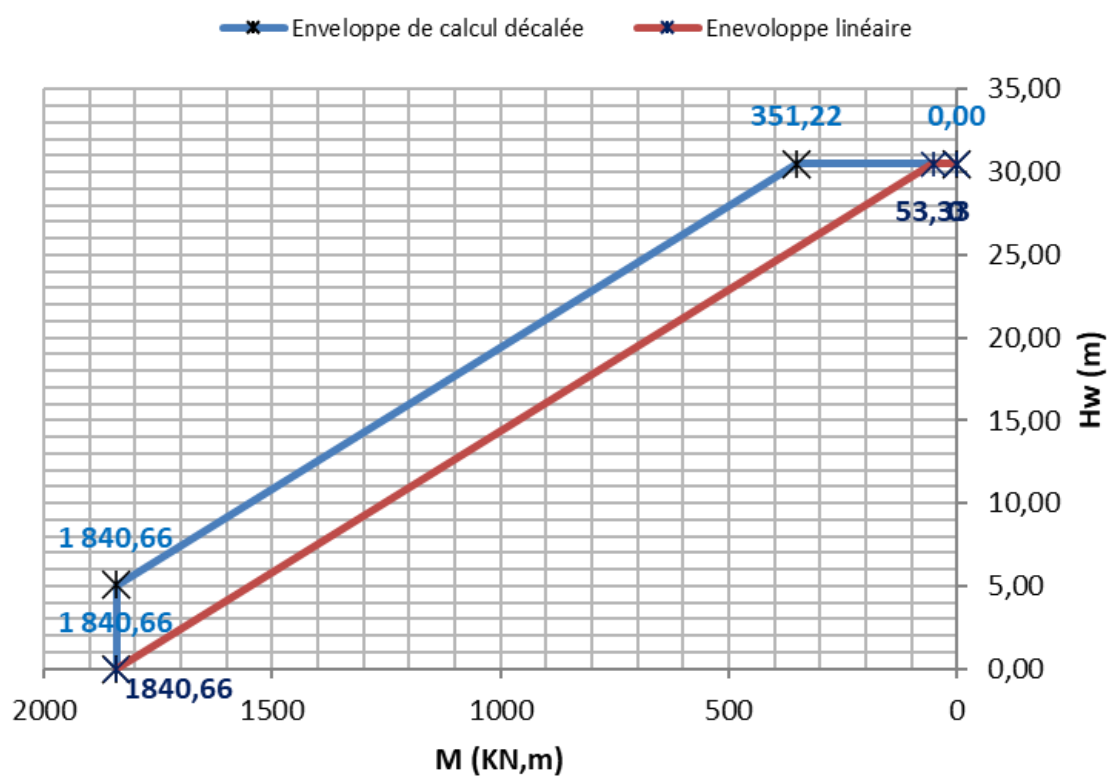


Figure V. 8: La courbe enveloppe de voile 4.

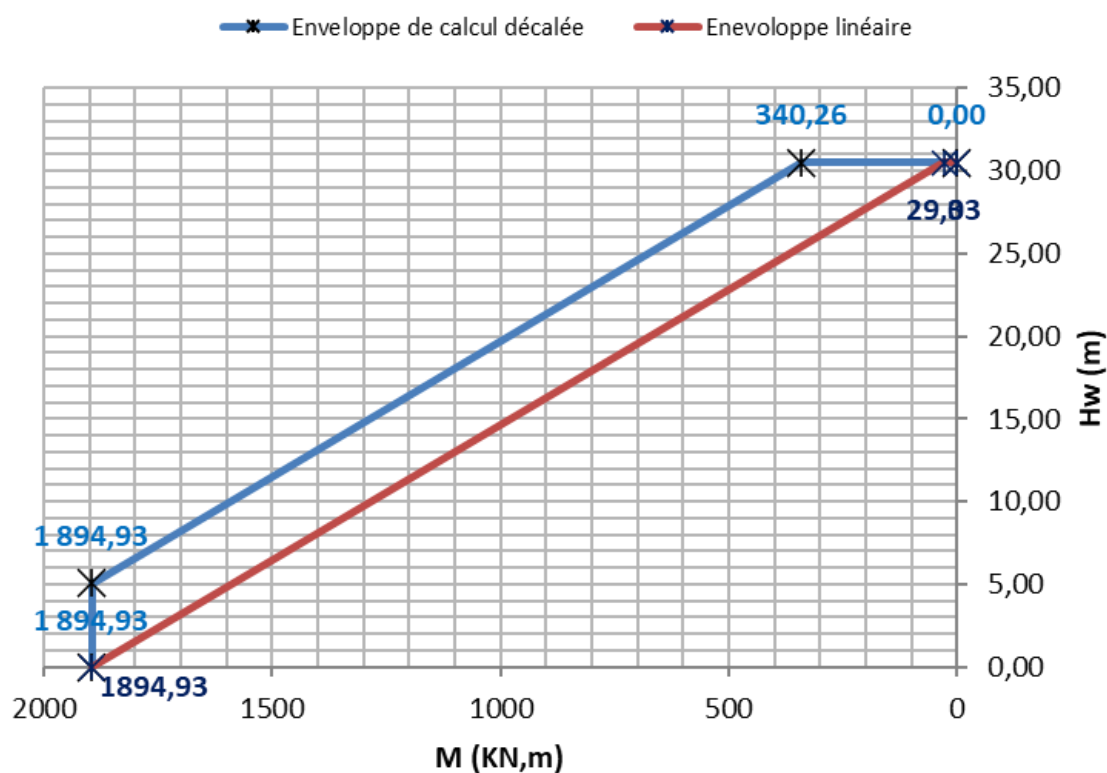


Figure V. 9: La courbe enveloppe de voile 5.

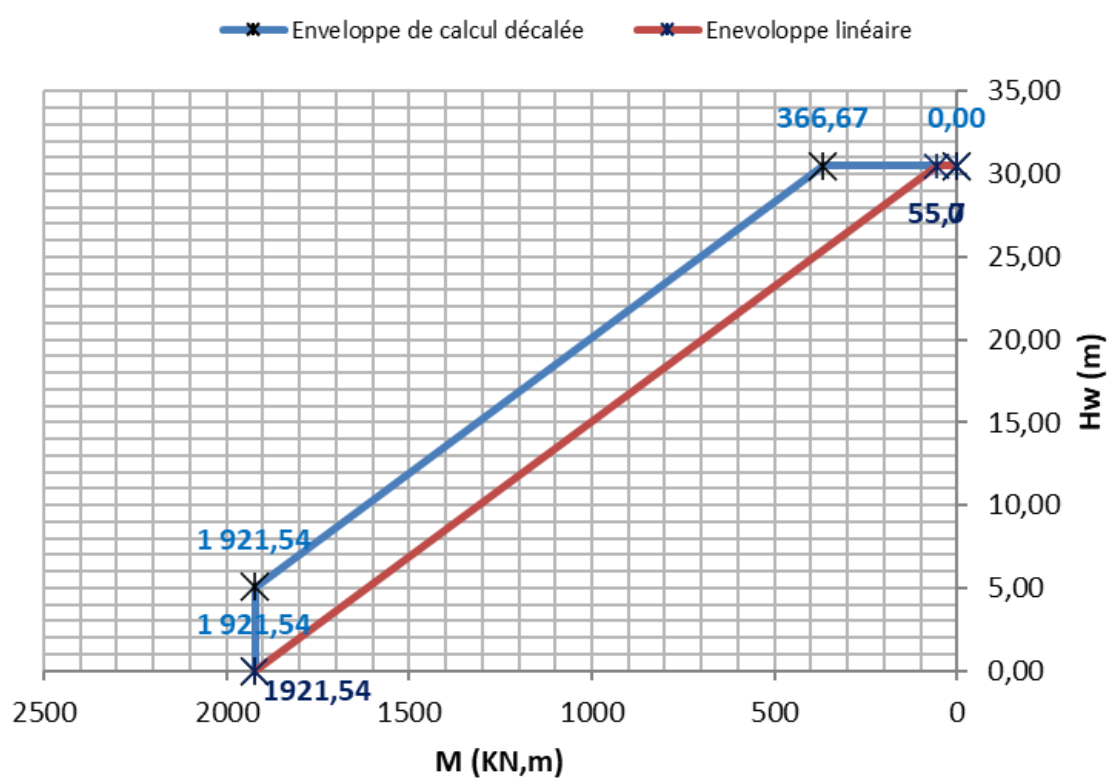


Figure V. 10: La courbe enveloppe de voile 6.

IV.9.4.1.4 Calcul de l'élément de rive

Calcul de ferraillage On utilisant le SOCOTEC :

$$e = 20\text{cm} ; L_w = 4,25\text{m}$$

$$S.A : \gamma_s = 1 ; \gamma_b = 1,20$$

$$A_s^{min} (\text{cm}^2) = \frac{0,5}{100} \times (65 \times 65) = 21,12\text{cm}^2$$

Tableau V. 24: Calcul de ferraillage les éléments de rive.

Voile	N (KN)	M(KN.m)	A_s^{Cal} (cm ²)	A_s^{min} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
V₁	1757,57	4364,97	18,18	21,125	16T20	50,27
V₂	1785,03	4885,37	21,38		16T20	50,27
V₃	346,25	1543,10	6,89		16T20	50,27
V₄	323,40	1553,79	7,2		16T20	50,27
V₅	315,90	1618,00	7,72		16T20	50,27
V₆	340,75	1635,88	7,6		16T20	50,27

a) Longueur confinée (l_c) :

$$l_c \geq \max (0,15l_w ; 1,5b_w) \dots \dots \dots (7.24)$$

• **Voile 1 et 2 :**

$$l_c \geq \max (0,15 \times 4,25 = 0,63\text{m} ; 1,5 \times 0,2 = 0,30\text{m}) = 0,63\text{m}$$

• **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$$l_c \geq \max (0,15 \times 3,6 = 0,54\text{m} ; 1,5 \times 0,2 = 0,30\text{m}) = 0,54\text{m}$$

b) Epaisseur confinée (b_c) :

L'épaisseur b_c ne doit pas être pas inférieure à 200 mm et de plus :

$$\begin{cases} \text{Si } l_c \leq \max(2b_w, 0,2l_w) \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{15} \\ \text{Si } l_c \geq \max(2b_w, 0,2l_w) \Rightarrow b_c \geq \frac{h_e}{10} \end{cases}$$

• **Voile 1 et 2 :**

$$l_c = 0,63\text{m} \leq \max (2b_w = 2 \times 0,2 = 0,40\text{m}, 0,2l_w = 0,2 \times 4,25 = 0,85\text{m}) = 0,85\text{m}$$

$$\text{Alors : } b_c \geq \frac{h_e}{15} = \frac{305}{15} = 20,33\text{cm}$$

$$\text{Choix : } b_c = 0,65\text{m} ; l_c = 0,65\text{m}$$

• **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$$l_c = 0,54\text{m} \leq \max (2b_w = 2 \times 0,2 = 0,40\text{m}, 0,2l_w = 0,2 \times 3,6 = 0,72\text{m}) = 0,72\text{m}$$

Alors : $b_c \geq \frac{he}{15} = \frac{305}{15} = 20,33\text{cm}$

Choix : $b_c = 0,65\text{m}$; $l_c = 0,65\text{m}$

c) Armatures transversales dans les éléments de rive

1) Espacement :

Espacement des cadres et ou des épingles horizontales dans les éléments de rive doit satisfaire la condition suivante :

$$S_t \leq \min \left(\frac{b_0}{3} ; 12,5\text{cm} ; 6\phi_l \right) \text{ Avec } \phi_l \geq 12\text{mm} \dots\dots\dots (7.25)$$

• Voile 1 et 2 :

$$S_t \leq \min \left(\frac{60}{3} = 20\text{cm} ; 12,5\text{cm} ; 6 \times 2 = 12\text{cm} \right) = 12\text{cm}$$

• Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :

$$S_t \leq \min \left(\frac{60}{3} = 20\text{cm} ; 12,5\text{cm} ; 6 \times 2 = 12\text{cm} \right) = 12\text{cm}$$

2) Section minimale des armatures de confinement :

$$\begin{cases} A_t \geq 0,09 S_t b_0 \frac{f_{c28}}{f_e} \dots\dots\dots (7.26) \\ A_t \geq 0,3 S_t b_0 \left(\frac{A_g}{A_c} - 1 \right) \frac{f_{c28}}{f_e} \dots\dots\dots (7.27) \end{cases}$$

(A_g / A_c) représente le rapport de la surface totale de l'élément de rive sur sa surface confinée (Un enrobage de 2,5cm est considéré).

b_0 représente la largeur du noyau confinée de l'élément de rive ($b_0 = 60\text{cm}$).

$$\frac{A_g}{A_c} = \frac{65 \times 65}{60 \times 60} = 1,174$$

• Voile 1 et 2 :

$$\begin{cases} A_t \geq 0,09 \times 12 \times 60 \times \frac{25}{500} = 3,24 \text{ cm}^2 \\ A_t \geq 0,3 \times 12 \times 60 \times (1,174 - 1) \frac{25}{500} = 1,58 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t \geq 3,24\text{cm}^2$$

Choix : $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2$ (3 cadres)

• Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :

$$\begin{cases} A_t \geq 0,09 \times 12 \times 60 \times \frac{25}{500} = 3,24 \text{ cm}^2 \\ A_t \geq 0,3 \times 12 \times 60 \times (1,174 - 1) \frac{25}{500} = 1,58 \text{ cm}^2 \end{cases} \Rightarrow A_t \geq 3,24 \text{ cm}^2$$

Choix : $A_t = 6\text{HA}10 = 4,71\text{cm}^2$ (3 cadres)

IV.9.4.1.5 Calcul de l'âme**a. Vérification des contraintes de cisaillement :**

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \times d} < 0,2 f_{c28} \dots\dots\dots (7.12 \text{ et } 7.13)$$

- **Voile 1 et 2 :**

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 2090,24 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 4250} = 3,82 \text{ MPa} < 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

- **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$$\tau_b = \frac{1,4 \times 504,93 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 3200} = 1,22 \text{ MPa} < 0,2 \times 25 = 5 \text{ MPa} \dots \text{ CV}$$

b. Aciers verticaux dans l'âme du voile :

$$8 \text{ mm} \leq \phi_l \text{ max} \leq \frac{b_w}{8} \dots\dots\dots (7.28)$$

- **Voile 1 et 2 :**

$$8 \text{ mm} \leq \phi_l \text{ max} \leq \frac{200}{8} = 25 \text{ mm}$$

Choix : $\phi_l = 14 \text{ mm}$

- **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$$8 \text{ mm} \leq \phi_l \text{ max} \leq \frac{200}{8} = 25 \text{ mm}$$

Choix : $\phi_l = 14 \text{ mm}$

c. Espacement maximal :

$$S_t \text{ max} \leq \min (250 \text{ mm} ; 25 \phi_l \text{ min})$$

- **Voile 1 et 2 :**

$$S_t \text{ max} \leq \min (250 \text{ mm} ; 25 \phi_l \text{ min}) = (250 \text{ mm} ; 25 \times 20 = 500 \text{ mm}) = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 20 \text{ cm}$

Choix : 2x14T14 ($A_{s_v} = 43,1 \text{ cm}^2$).

- **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$$S_t \text{ max} \leq \min (250 \text{ mm} ; 25 \phi_l \text{ min}) = (250 \text{ mm} ; 25 \times 20 = 500 \text{ mm}) = 250 \text{ mm} = 25 \text{ cm}$$

On prend : $S_t = 25 \text{ cm}$

Choix : 2x12T14 ($A_{s_v} = 36,94 \text{ cm}^2$).

d. Aciers horizontaux dans l'âme du voile :

$$\frac{A_h}{S} \geq \frac{\bar{V}}{z \cdot f_e} \dots\dots\dots (7.29)$$

$\bar{V}$: effort tranchant de calcul avec : $\bar{V} = 1,4V$.

z : distance entre les centres de gravité des armatures des deux extrémités confinées.

$$A_h \geq \frac{S \cdot \bar{V}}{z \cdot f_e}$$

- **Voile 1 et 2 :**

$$z = 3,6\text{m}$$

$$A_h \geq \frac{200 \times 1,4 \times 2090,24 \times 10}{3600 \times 500} \Rightarrow A_h \geq 3,25 \text{ cm}^2$$

- **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$$z = 3,75\text{m}$$

$$A_h \geq \frac{250 \times 1,4 \times 504,93 \times 10}{3750 \times 500} \Rightarrow A_h \geq 0,94 \text{ cm}^2$$

Le pourcentage minimum d'armatures dans l'âme du voile est de $0,2\% \times S_h \times b_w$

- **Voile 1 et 2 :**

$$A_{h \min} = \frac{0,2}{100} \times 10 \times 20 = 0,40 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 2HA12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

- **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$$A_{h \min} = \frac{0,2}{100} \times 10 \times 20 = 0,40 \text{ cm}^2$$

Choix des barres : 2HA12 ($A_s = 2,26 \text{ cm}^2$)

IV.9.4.1.6 Schéma de ferraillage

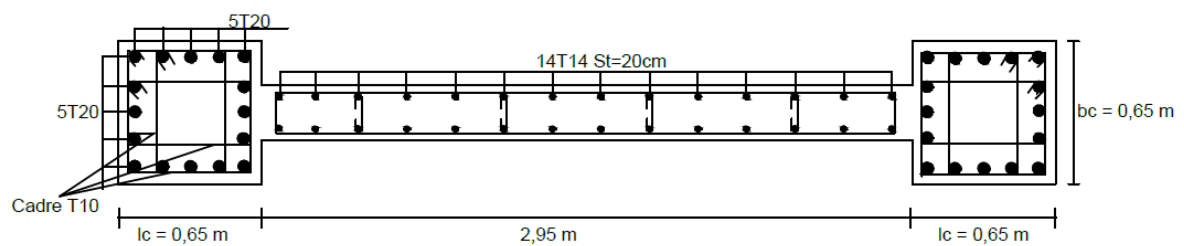


Figure V. 11: La coupe de ferraillage des voiles 1 et 2.

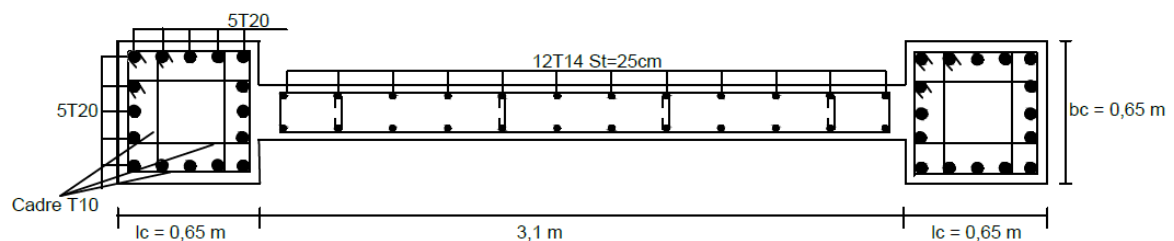


Figure V. 12: La coupe de ferraillage des voiles 3, 4, 5 et 6.

IV.9.4.1.7 Vérification de ductilité locale

La longueur comprimée des parties de rive $l_{c\text{calculée}}$:

$$l_{c\text{calculée}} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}}\right)$$

Avec :

x_u : Position de l'axe neutre.

ε_{cu} : Déformation critique du béton 0,35%.

$\varepsilon_{cu.c}$: Raccourcissement limite à la rupture.

$$l_{c\text{calculée}} \geq \max(0,15l_w; 1,5b_w)$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$x_u = (v_d + \omega_v) \cdot \frac{l_w \cdot b_c}{b_0}$$

Avec :

v_d : Effort normal réduit, cas d'une section rectangulaire.

ω_v : Pourcentage normalise 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.

f_{yd} : valeur de calcul de la limite d'élasticité de l'acier.

f_{cd} : valeur de calcul de la résistance du béton à la compression.

$$\frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{f_e}{f_{c28}} \cdot \frac{\gamma_b}{\gamma_s} = \frac{500}{25} \cdot \frac{1,2}{1} = 24$$

- **Voile 1 et 2 :**

$$\omega_v = \frac{36,94 \times 10^2}{(4250 - 2 \times 650) \times 200} \cdot 24 = 0,150$$

$$x_u = (0,054 + 0,15) \cdot \frac{425 \times 65}{60} = 93,92 \text{ cm}$$

- **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$$\omega_v = \frac{36,94 \times 10^2}{(3200 - 2 \times 650) \times 200} \cdot 24 = 0,233$$

$$x_u = (0,0542 + 0,233) \cdot \frac{320 \times 65}{60} = 99,56 \text{ cm}$$

Raccourcissement limite à la rupture :

$$\varepsilon_{cu.c} = 0,0035 + 0,1 \cdot \alpha \cdot \omega_{wd}$$

α : coefficient d'efficacité du confinement, $\alpha = \alpha_n \cdot \alpha_s$ avec :

$$\begin{cases} \alpha_n = 1 - \sum n \left(\frac{b_i^2}{6 \cdot b_0 \cdot h_0} \right) \\ \alpha_s = \left(1 - \left(\frac{t}{2 \cdot b_0} \right) \right) \left(1 - \frac{t}{2 \cdot h_0} \right) \end{cases}$$

n : nombre total de barres longitudinales latéralement maintenues par des armatures de confinement ou des épingles.

b_i : distance entre des barres maintenues consécutives.

b_0, h_0, t : grandeurs géométriques.

ω_{wd} : Rapport mécanique en volume des armatures de confinement.

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en beton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{V_{st}}{V_{nc}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

Avec :

V_{nc} : Volume du noyau en béton :

$$V_{nc} = h_{cr} \times S_c$$

V_{st} : Volume des armatures de confinement.

$$V_{st} = L \times \frac{\pi \times \phi l^2}{4} \times N_{br}$$

L : La longueur total des armatures transversales (cadre + étrier + épingles).

N_{br} : nombre des cadres sur la longueur critique (L_{cr}).

• **Voile 1 et 2 :**

$n = 12$ bars ; $b_i = 16,5$ cm ; $b_0 = 60$ cm ; $h_0 = 60$ cm ; $t = 12$ cm ; $h_{cr} = 5,08$ m

$S_c = 60 \times 60 = 3600$ cm² ; $\phi l = 10$ mm

$L = 60 \times 4 + 2 \times 60 + 2 \times 15 + 2 \times 60 + 2 \times 12 + 6 \times 5 = 564$ cm

$N_{br} = \frac{h_{cr} - 10}{St} = \frac{508 - 10}{12} = 41,5$ cadre On prend 42cadre

• **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$n = 12$ bars ; $b_i = 16,5$ cm ; $b_0 = 60$ cm ; $h_0 = 60$ cm ; $t = 9$ cm ; $h_{cr} = 5,08$ m

$S_c = 60 \times 60 = 3600$ cm² ; $\phi l = 10$ mm

$L = 60 \times 4 + 2 \times 60 + 2 \times 15 + 2 \times 60 + 2 \times 20 + 6 \times 5 = 580$ cm

$N_{br} = \frac{h_{cr} - 10}{St} = \frac{508 - 10}{9} = 55,33$ cadre On prend 56cadre

Tableau V. 25: Calcul raccourcissement limite à la rupture.

Voile	α_n	α_s	α	V_{st} (cm ³)	V_{nc} (cm ³)	ω_{wd}	$\varepsilon_{cu.c}$
1 et 2	0,848	0,81	0,686	18604,51	1828800	0,24	0,019
3;4;5 et 6	0,848	0,86	0,729	25509,73	1828800	0,33	0,027

$$l_{c\text{calculée}} = x_u \cdot \left(1 - \frac{\varepsilon_{cu}}{\varepsilon_{cu.c}}\right)$$

$$l_{c\text{calculée}} \geq \max(0,15l_w; 1,5b_w)$$

- **Voile 1 et 2 :**

$$l_{c\text{calculée}} = 93,92 \times \left(1 - \frac{0,0035}{0,019}\right) = 76,61 \text{ cm}$$

$$l_{c\text{calculée}} = 76,61 \text{ cm} = 0,76\text{m} \geq \max(0,15 \times 4,25 = 0,63\text{m} ; 1,5 \times 0,2 = 0,3\text{m}) = 0,63\text{m} \dots \text{CV}$$

- **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$$l_{c\text{calculée}} = 99,56 \times \left(1 - \frac{0,0035}{0,027}\right) = 86,65 \text{ cm}$$

$$l_{c\text{calculée}} = 84,41 \text{ cm} = 0,86\text{m} \geq \max(0,15 \times 3,2 = 0,48\text{m} ; 1,5 \times 0,2 = 0,3\text{m}) = 0,48\text{m} \dots \text{CV}$$

IV.9.4.1.8 Calcule les volumes sur la hauteur critique $h_{cr} = 5,08\text{m}$.

$$\alpha \omega_{wd} = 30 \cdot \mu_\phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy.d} \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035$$

μ_ϕ : Valeur requise du coefficient de ductilité en courbure.

$$\mu_\phi = \begin{cases} 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 & \text{Si } T_0 \geq T_2 \\ 1 + 2 \cdot \left[\left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 \right] \cdot \frac{T_2}{T_0} & \text{Si } T_0 < T_2 \end{cases}$$

M_{ED} : est le moment fléchissant issu de l'analyse (enveloppe de calcul décalée de h_{cr}) à la base du mur.

M_{RD} : est la résistance à la flexion de calcul.

ω_v : Pourcentage normalise des armatures verticales d'âmes.

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(lw - 2lc) \cdot bw} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}}$$

ε_{sy} : Valeur de la déformation a la limite élastique de l'acier, donnée comme suit :

$$\varepsilon_{sy} = \frac{f_e}{E_s} = \frac{500}{2 \times 10^5} = 0,0025$$

$$R = 4,5 ; Q_F = 1,05 ; T_0 = 0,65 ; T_2 = 0,60$$

- **Voile 1 et 2 :**

$$M_{ED} = 8000\text{KN.m} ; M_{RD} = 5996\text{KN.m}$$

$$\text{On a } T_0 \geq T_2 : \mu_\phi = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(\frac{4,5}{1,05} \cdot \frac{8000}{5996} \right) - 1 = 10,43$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(lw - 2lc) \cdot bw} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{36,94 \times 10^2}{(4250 - 2 \times 650) \times 200} \cdot 24 = 0,150$$

$$\omega_{wd} \geq \frac{30 \cdot \mu \phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy} \cdot d \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035}{\alpha}$$

$$0,24 \geq \frac{30 \times 10,43 \times (0,054 + 0,15) \times 0,0025 \times \frac{650}{600} - 0,035}{0,686} = 0,2 \dots CV$$

- **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

$$M_{ED} = 1921,54 \text{ KN.m} ; M_{RD} = 3199 \text{ KN.m}$$

$$\text{On a } T_0 \geq T_2 : \mu_\phi = 2 \cdot \left(\frac{R}{Q_F} \cdot \frac{M_{ED}}{M_{RD}} \right) - 1 = 2 \cdot \left(\frac{4,5}{1,05} \cdot \frac{1921,54}{3199} \right) - 1 = 4,14$$

$$\omega_v = \frac{A_{sv}}{(l_w - 2l_c) \cdot b_w} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} = \frac{36,94 \times 10^2}{(3200 - 2 \times 650) \times 200} \cdot 24 = 0,233$$

$$\omega_{wd} \geq \frac{30 \cdot \mu \phi \cdot (v_d + \omega_v) \cdot \varepsilon_{sy} \cdot d \cdot \frac{b_c}{b_0} - 0,035}{\alpha}$$

$$0,33 \geq \frac{30 \times 4,14 \times (0,0542 + 0,233) \times 0,0025 \times \frac{650}{600} - 0,035}{0,729} = 0,084 \dots CV$$

IV.9.4.2 Les linteaux (RPA 2024 article 7.7.3)

- **Voile 3 ; 4 ; 5 et 6 :**

En addition aux spécifications du paragraphe 7.3, la contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suit :

$$\tau_b \leq 0,2 f_{c28}$$

Avec :

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d}$$

$$\text{Avec : } \bar{V} = 1,4 V_u$$

b_w : Epaisseur de linteaux ou de voile.

d : Hauteur utile = 0,9h.

h : Hauteur total de la section brute.

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{b_w \cdot d} = \frac{1,4 \times 578,13 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1850} = 2,43 \leq 0,2 f_{c28} = 5 \text{ Mpa} \dots \text{C.V}$$

Ferrailage des linteaux :

On a les deux cas suivants :

$$\begin{cases} \text{Premier cas Si } \tau_b \leq 0,06 f_{c28} \\ \text{Deuxième cas Si } \tau_b > 0,06 f_{c28} \end{cases}$$

$$\tau_b = \frac{\bar{V}}{bw.d} = \frac{1,4 \times 578,13 \times 10^3}{200 \times 0,9 \times 1850} = 2,43 \text{ Mpa} > 0,06 f_{c28} = 1,5 \text{ Mpa}$$

Donc on est dans le deuxième cas.

- **Deuxième cas : $\tau_b > 0,06 f_{c28}$**

On devra disposer :

Des aciers longitudinaux (supérieurs et inférieurs).

Des aciers transversaux.

Des aciers en partie courante (Acier de peau) suivant les minimums réglementaires.

Les efforts (M, V) sont repris par des bielles diagonales (de compression et de traction) suivant l'axe moyen des armatures diagonales, de section A_D , à disposer obligatoirement.

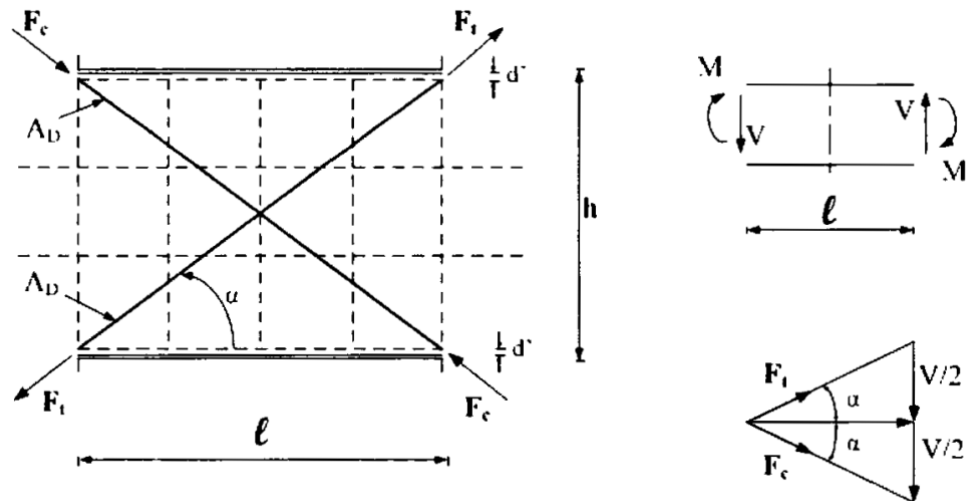


Figure V. 13: Efforts dans des bielles du linteau.

Le calcul de ces armatures se fait suivant la formule :

$$A_D \geq \frac{V}{2 f_e \sin(\alpha)}$$

Avec :

$V = V_{calcul}$ (sans majoration)

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h-2d'}{l}$$

h : est la hauteur totale du linteau.

d' : est la distance d'enrobage.

l : portée du linteau

$V = V_{calcul}$ (sans majoration)

$$\text{tg}(\alpha) = \frac{h-2d'}{l} = \frac{185-2 \times 2,5}{120} = 1,50 \Rightarrow \alpha = 56,3^\circ$$

$$A_D \geq \frac{V}{2 f_e \sin(\alpha)} = \frac{578,13 \times 10^3}{2 \times 500 \times \sin(56,3)} = 6,94 \text{ cm}^2$$

$$A_D^{min} = 0,0015.bw.h = 0,0015 \times 20 \times 185 = 5,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_s = 4T16 = 8,04 \text{ cm}^2$$

Aciers longitudinaux :

$$A_l \geq 0,0015 bw.h = 0,0015 \times 20 \times 185 = 5,55 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_s = 3T16 = 6,03 \text{ cm}^2$$

Armatures transversales :

$$A_t \begin{cases} \geq 0,0015bw.s : si \tau_b \leq 0,025fc28 \\ \geq 0,0025bw.s : si \tau_b > 0,025fc28 \end{cases}$$

$$0,025fc28 = 0,025 \times 25 = 0,625 \text{ Mpa} < \tau_b = 2,43 \text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } A_t \geq 0,0025bw.s$$

$$St \leq \frac{h}{4} = \frac{185}{4} = 46,25 \text{ cm} \Rightarrow St = 25 \text{ cm}$$

$$A_t \geq 0,0025bw.s = 0,0025 \times 20 \times 25 = 1,25 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_s = 2HA10 = 1,57 \text{ cm}^2$$

Armatures de peau :

$$A_c \geq 0,002bw.h = 0,002 \times 20 \times 185 = 7,4 \text{ cm}^2$$

$$\text{Choix : } A_s = 6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2$$

Schéma de ferraillage :

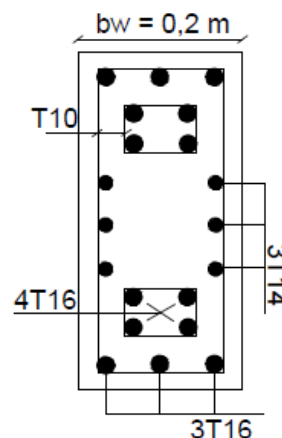


Figure V. 14: Schéma de ferraillage de linteaux.

Chapitre VI : Calcul des fondations

V.1 Introduction

L'infrastructure est l'une des parties essentielles d'un bâtiment, car elle est directement en contact avec le sol d'assise. Elle a pour fonction principale de transmettre les charges de la superstructure vers le sol, et grâce à sa stabilité et sa résistance, elle permet :

Fondations superficielles :

- Semelle isolée ;
- Semelle filante (sous murs ou poteaux) ;
- Semelles filantes croisées ;
- Radier général.

Fondations profondes :

- Semelle sur pieux.

V.2 Choix de type de fondation

Choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

- Les efforts transmis à la base.
- La contrainte du sol σ_{sol}
- La classification du sol.

Pour notre cas : $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

V.3 Calcul des fondations

On commence le choix de fondation par les semelles isolées, filantes et radier.

On doit vérifier les conditions suivantes :

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

V.3.1 Semelles isolées

Les poteaux de notre structure sont carrés à la base de section (a*a) d'où les semelles sont carrées, donc $A=B \Rightarrow S = B^2$

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow \frac{N}{B^2} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow B^2 \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

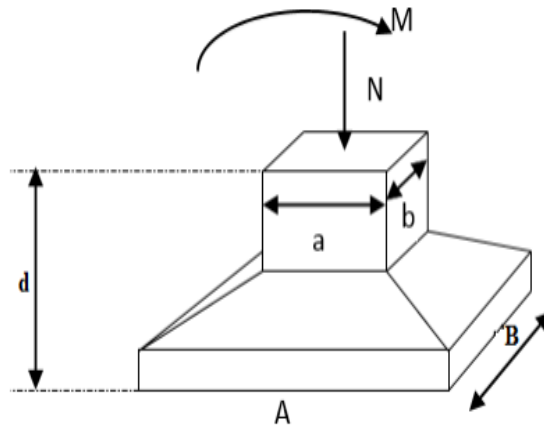


Figure VI. 1: Semelle isolée sous poteau.

L'effort normal total revenant aux fondations égale à :

$$N = 1733,76 \text{ KN}$$

$$B \geq \sqrt{\frac{N}{\sigma_{sol}}} \geq \sqrt{\frac{1733,76}{200}} \geq 2,96 \text{ m}$$

Donc on prend : $A=B = 3 \text{ m}$

- Vérification de l'interférence entre deux semelles :**

$$L_{\min} \geq 1,5 \times B$$

Avec :

$L_{\min}$: Distance entre axe minimum entre deux poteaux. ($L_{\min} = 3,6 \text{ m}$).

$$1,5 \times B = 4,5 \text{ m} \geq L_{\min} = 3,6 \text{ m} \dots\dots\dots \text{Non vérifiée}$$

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

V.3.2 Semelles filantes

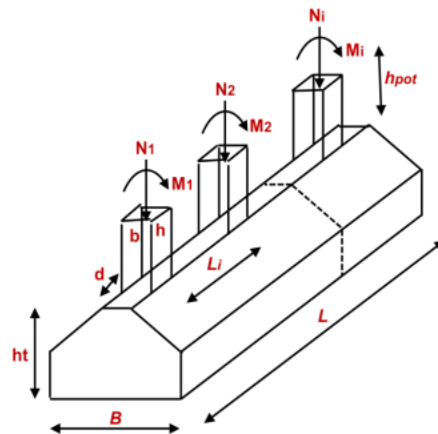


Figure VI. 2: Semelles filantes sous poteaux.

On doit vérifier que : $\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$

Tel que :

N : L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne. $N = \sum N_i$ de chaque file de poteaux.

S : surface de chaque semelle. $S = B \times L$

Avec :

B : largeur de la semelle filante continue.

L : longueur du fil considérée.

$$B \geq \frac{N}{L \sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau qui suit :

Tableau VI. 1: Section des semelles filantes continue

Files	N (KN)	L (m)	B (m)	B ^{Choisis}	S (cm ²)
A	2463,9079	7,2	1,71104715	1,75	12,6
B	6357,8983	17,5	1,81654237	1,85	32,375
C	5710,1777	17,5	1,63147934	1,65	28,875
D	5065,6134	17,5	1,44731811	1,45	25,375
E	5834,3908	17,5	1,6669688	1,7	29,75
F	6680,6763	17,5	1,90876466	1,95	34,125
G	6349,6392	17,5	1,81418263	1,85	32,375
H	2467,4274	7,2	1,71349125	1,75	12,6
1	4983,1417	15	1,66104723	1,7	25,5
2	11240,037	26,25	2,14095943	2,15	56,4375
3	9668,9198	26,25	1,84169901	1,85	48,5625
4	10057,909	26,25	1,91579219	1,95	51,1875
5	4979,7235	15	1,65990783	1,7	25,5

Vérification 01 :

Il faut vérifier que :

$$L_{\min} \geq 2 \times B$$

Tel que : $L_{\min}$ est l'entre axe minimum entre deux poteaux.

Tableau VI. 2: Vérification de l'intersection entre les semelles filante

Files	B ^{Choisis} (cm)	$L_{\min}$ (m)	2×B (m)	Condition
A	1,75	3,6	3,5	Vérifiée
B	1,85		3,7	Non vérifiée
C	1,65		3,3	Vérifiée
D	1,45		2,9	Vérifiée
E	1,7		3,4	Vérifiée
F	1,95		3,9	Non vérifiée
G	1,85		3,7	Non vérifiée
H	1,75		3,5	Vérifiée
1	1,7	3,75	3,4	Vérifiée
2	2,15		4,3	Non vérifiée
3	1,85		3,7	Non vérifiée
4	1,95		3,9	Non vérifiée
5	1,7		3,4	Vérifiée

Vérification 02 :

Il faut vérifier que : $\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}} \leq 50\%$

Tableau VI. 3: Vérification du rapport entre la surface totale des semelles et du bâtiment

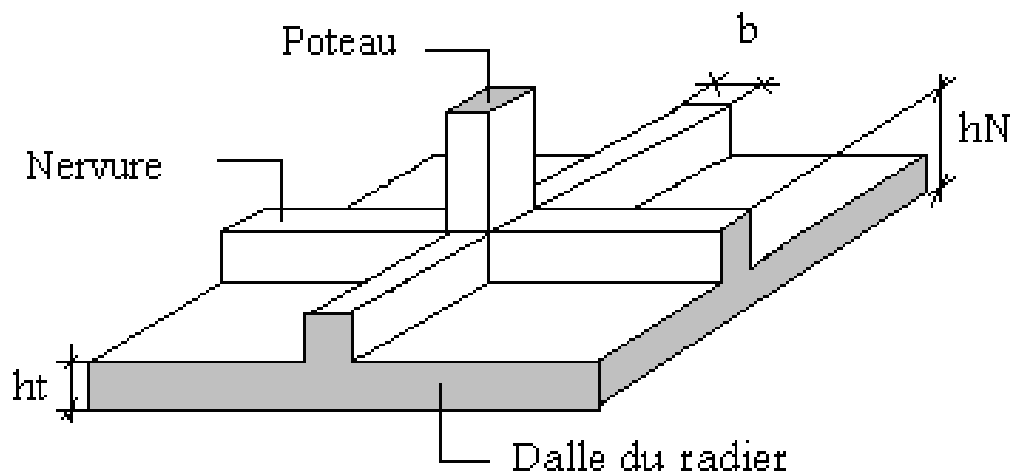
Sens	$S_{semelle} (cm^2)$	$S_{batiment} (cm^2)$	$\frac{S_{semelle}}{S_{batiment}}$	Condition
Sens x-x	207,1875	344	60,22	Non vérifiée
Sens y-y	208,075		60,48	Non vérifiée

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles. Donc tout cela nous oblige d'opter pour un choix du radier générale.

V.3.3 Radier générale**V.3.3.1 Introduction**

Un radier est une dalle pleine réalisée sous toute la surface de la construction, cette dalle peut être massive (de forte épaisseur) ou nervurée, dans ce cas la dalle est mince mais elle est raidie par des nervures croisées de grande hauteur, dans notre cas on optera pour un radier nervuré (plus économique que pratique) renversé, l'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de tous les poteaux.

**Figure VI. 3:** Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

- **Surface nécessaire :**

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

N : L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure, obtenu à partir de l'ETABS.

Pour : $\begin{cases} N = 40929,73 \text{ KN} \\ \sigma_{sol} = 2.00 \text{ bars} \end{cases}$

On trouve : $S_{nec} \geq 204,64 \text{ m}^2$

La surface du bâtiment : $S_{bat} = 344 \text{ m}^2$

$$S_{nec} = 204,64 \text{ m}^2 < S_{bat} = 344 \text{ m}^2$$

- **Conclusion :** le choix de type de fondation pour notre construction est un radier général nervurée. La surface totale du radier devient la surface du bâtiment $S_{rad} = 344 \text{ m}^2$.

V.3.3.2 Prédimensionnement du radier nervuré

a) Dalle du radier

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

- **Condition forfaitaire**

Avec :

$$h_1 \geq \frac{L_{max}}{20}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 515 \text{ cm} \Rightarrow h_1 \geq 25,75 \text{ cm}$$

- **Condition de cisaillement :**

On doit vérifier que : $\tau u = \frac{Tu}{bd} \leq \overline{\tau u} = \text{Min}(0.1 f_{c28} ; 3 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

Avec : $Tu = \frac{qL}{2}$ et $q = \frac{Nu}{S_{rad}}$

$$Nu=55957,57KN ; L=5.15m ; b=1m$$

$$\tau u = \frac{qL}{2bd} = \frac{N_u L}{2S_{rad}bd} = \frac{N_u L}{2S_{rad}b(0,9h)} \leq \overline{\tau u}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u L}{2S_{rad}b0,9\overline{\tau u}} = \frac{55957,57 \times 5,15}{2 \times 344 \times 1 \times 0,9 \times 2500} = 0,1861m = 18,61cm$$

Conclusion : $h \geq \max (h_1 ; h_2) = 50cm$

b) Les nervures :

• **Largeur de la nervure :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} \geq \frac{515}{10} \geq 51,5 \text{ cm donc on opte pour } b=55cm$$

• **La hauteur de la nervure :**

1) Condition de la flèche :

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

$$\text{On a } L_{max} = 515 \text{ cm}$$

$$34,33cm \leq h_N \leq 51,5cm$$

$$\text{On prend : } h_N = 45cm$$

2) Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur d'une nervure on utilise la théorie de la poutre sur sol élastique définie

$$\text{par l'expression suivante : } L_{max} \leq (\pi/2)Le + b \text{ avec : } Le = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}}$$

I : inertie de la section transversale (section en T_é).

E : module d'élasticité du béton (20000MPa)

- K : coefficient de raideur du sol ($0.5Kg/cm^3 \leq K \leq 12Kg/cm^3$)
- K = 0.5 Kg/ cm³ pour un très mauvais sol.
- K = 4 Kg/ cm³ pour un sol de densité moyenne.
- K = 12 Kg/ cm³ pour un très bon sol.

Pour notre cas on prend K = 4 Kg/cm³

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3K(\frac{2b}{\pi})^4}{E}}$$

$$h_2 \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 5150}{3,14} \right)^4}{20000}} \geq 88,5 \text{ cm}$$

Donc on prend $h_2 = 90 \text{ cm}$

Le choix final :

- Epaisseur de la dalle : $h_{rad} = 50 \text{ cm}$
- Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_N = 90 \text{ cm} \\ b_N = 55 \text{ cm} \end{cases}$

V.3.3.3 Caractéristiques géométriques du radier

1. Position du centre de gravité :

$$\begin{cases} X_G = 13,125 \text{ m} \\ Y_G = 8,75 \text{ m} \end{cases}$$

2. Moments d'inertie

$$\begin{cases} I_{XX} = 11723,63 \text{ m}^4 \\ I_{YY} = 26378,17 \text{ m}^4 \end{cases}$$

V.3.3.4 Vérifications nécessaires :

a) Vérification de la stabilité du radier selon le RPA2024 :

On doit vérifier la stabilité au renversement vis-à-vis les efforts horizontaux :

On doit vérifier que : $\frac{M_S}{M_R} > 1,5$

Avec :

- ✓ M_S : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre, et éventuellement des terres.

$$M_S = N \times G$$

- N : effort normal de la structure.
- $N = N_1 + N_2$ Avec : $\begin{cases} N_1 : \text{Poids propre de la structure} \\ N_2 : \text{Poids propre du radier} \end{cases}$

- ✓ M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

- $M_R = \Sigma M_0 + V_0 h$
- M_0 : moment à la base de la structure
- V_0 : effort tranchant à la base de la structure
- h : Profondeur de l'ouvrage de la structure.

- N : effort normal de la structure.
- $N = N_1 + N_2$ Avec : $\begin{cases} N_1 : \text{Poids propre de la structure} \\ N_2 : \text{Poids propre du radier} \end{cases}$

M_0, V_0 sont tirés à partir du fichier ETABS

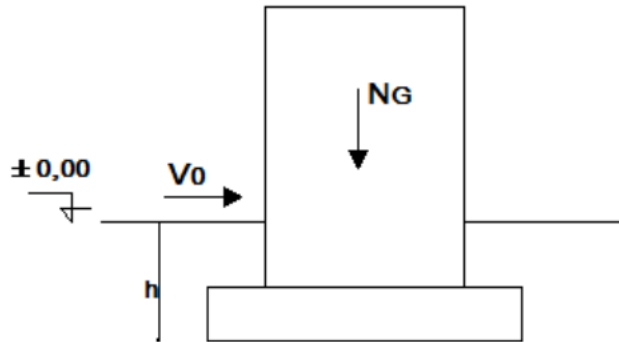


Figure VI. 4: La charge verticale et l'effort tranchant.

$$\begin{cases} N_1 = 42600,11 \text{ KN} \\ N_2 = \rho_b \times S \times h = 25 \times 344 \times 0,5 = 4300 \text{ KN} \\ N = 42600,11 + 4300 = 46900,11 \text{ KN} \end{cases}$$

$$h = h_{\text{RDC}} + h_{\text{nervure}} = 3,05 + 0,9 = 3,95 \text{ m}$$

- **Le sens X-X :**

$$M_0 = 143584,03 \text{ KN.m} ; V_0 = 6861,6328 \text{ KN} ; h = 3,95 \text{ m} ; N = 46900,11 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } M_R = 170687,46 \text{ KN.m}$$

$$M_S = N \times G_X = 46900,11 \times 13,125 = 615563,94 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{615563,94}{170687,46} = 3,6 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

- **Le sens Y-Y :**

$$M_0 = 178893,1977 \text{ KN.m} ; V_0 = 8621,5166 \text{ KN} ; h = 3,95 \text{ m} ; N = 46900,11 \text{ KN}$$

$$\text{Donc : } M_R = 212948,15 \text{ KN.m}$$

$$M_S = N \times G_Y = 46900,11 \times 8,75 = 410375,96 \text{ KN.m}$$

$$\frac{M_S}{M_R} = \frac{410375,96}{212948,15} = 1,92 > 1,5 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

Conclusion

Le rapport du moment de stabilité et du moment de renversement est inférieur à B/4,

Donc notre structure est stable dans les deux sens.

b) Vérifications des contraintes sous le radier :

Le rapport du sol nous offre la contrainte de sol, déterminée par les différents essais in-situ et au laboratoire : $\sigma_{sol} = 2.00$ bars

Les contraintes de sol sont données par :

1. Sollicitation du premier genre :

On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{46900,11}{344} = 136,33 \text{ KN/m}^2 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2 \dots\dots\dots \text{Condition vérifier.}$$

2. Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) , avec :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

On doit vérifier que :

σ_1 : ne doit pas dépasser $1.5\sigma_{sol}$

σ_2 : reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \text{ Reste toujours inférieur à } 1.33\sigma_{sol}$$

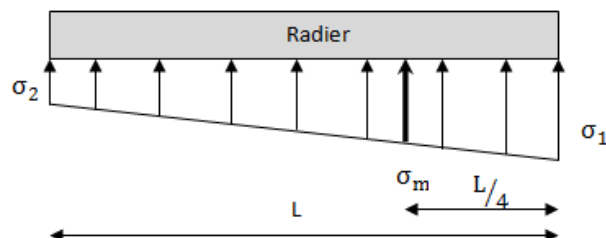


Figure VI. 5: Contraintes sous le radier.

- **ELU :**

$$N_u = 1,35 G + 1,5 Q = 65496,1123 \text{ KN.m}$$

$$M : \text{le moment de renversement. } \begin{cases} M_x = 33931,69 \text{ KN.m} \\ M_y = 43481,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$S_{rad} : \text{surface du radier. } \{ S_{rad} = 344 \text{ m}^2$$

$$I : \text{moment d'inertie du radier. } \begin{cases} I_{xx} = 11723,63 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 26378,17 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$G : \text{centre de gravité du radier. } \begin{cases} X_G = 13,125 \text{ m} \\ Y_G = 8,75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI. 4: Contraintes sous le radier a l'ELU

	$\sigma_1(\text{KN/m}^2)$	$\sigma_2(\text{KN/m}^2)$	$\sigma(\frac{L}{4}) (\text{KN/m}^2)$
Sens X-X	228,38	152,41	209,38
Sens Y-Y	204,81	175,97	197,6
Vérification	$\sigma_1 < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2 > 0$	$\sigma(\frac{L}{4}) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion : les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

- **ELS :**

$$N_u = G + Q = 47924,0862 \text{ KN.m}$$

$$M : \text{le moment de renversement. } \begin{cases} M_x = 33931,69 \text{ KN.m} \\ M_y = 43481,28 \text{ KN.m} \end{cases}$$

$$S_{rad} : \text{surface du radier. } \{ S_{rad} = 344 \text{ m}^2$$

$$I : \text{moment d'inertie du radier. } \begin{cases} I_{xx} = 11723,63 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 26378,17 \text{ m}^4 \end{cases}$$

$$G : \text{centre de gravité du radier. } \begin{cases} X_G = 13,125 \text{ m} \\ Y_G = 8,75 \text{ m} \end{cases}$$

$$\sigma_{sol} = 200 \text{ KN/m}^2$$

Tableau VI. 5: Contraintes sous le radier a l'ELS

	$\sigma_1(KN/m^2)$	$\sigma_2(KN/m^2)$	$\sigma(\frac{L}{4}) (KN/m^2)$
Sens X-X	177,3	101,32	158,3
Sens Y-Y	153,73	124,89	146,52
Vérification	$\sigma_1 < 1.5\sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2 > 0$	$\sigma(\frac{L}{4}) < 1.33\sigma_{sol} = 266$

Conclusion : les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

3. Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

- **ELU :** $\sigma u = \sigma(\frac{L}{4}) = 209,38 (KN/m^2)$
- **ELS :** $\sigma ser = \sigma(\frac{L}{4}) = 158,3 (KN/m^2)$

V.3.3.5 Ferraillage du Radier

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

Donc on peut se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

1) Ferraillage de la dalle du radier :

- **Valeurs de la pression sous radier :**

ELU : $qu = \sigma u.1m = 261.96 (KN/m)$

ELS : $qser = \sigma ser.1m = 206.93 (KN/m)$

3. Calcul des efforts :

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

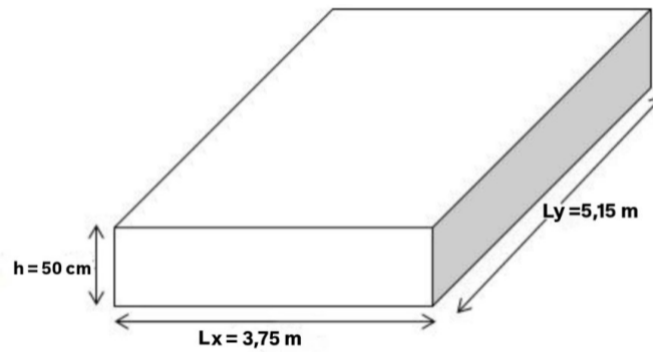


Figure VI. 6: Schéma du radier.

4. Calcul des moments :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x q_u L_x^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de :

$$\left\{ \begin{array}{l} \rho = \frac{L_x}{L_y} \\ \nu : \text{coefficient de poisson} \begin{cases} 0 \text{ à l'ELU} \\ 0,2 \text{ à l'ELS} \end{cases} \end{array} \right.$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans **BAEL91 modifié 99**.

- **ELU :**

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0646 \\ \mu_y = 0,4780 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0646 \times 261,96 \times 3,75^2 = 237,97 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0,4780 \times 237,97 = 113,74 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 M_x = 202,27 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 M_y = 96,67 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments sur appuis :**

$$\{ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 118,98 \text{ KN.m} \}$$

- **ELS :**

$$\rho = 0,73 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0708 \\ \mu_y = 0,6188 \end{cases} \Rightarrow$$

$$\begin{cases} M_x = \mu_x q_u L_x^2 = 0,0708 \times 206,93 \times 3,75^2 = 206,02 \text{ KN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 0,6188 \times 206,02 = 127,48 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85M_x = 175,11 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85M_y = 108,35 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments sur appuis :**

$$\{M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 103,01 \text{ KN.m}$$

a) Ferrailage de la dalle :

$$b=100\text{cm} ; h=50\text{cm} ; d=45\text{cm} ; f_e=500\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2.1\text{MPa} ; \sigma_s=435\text{MPa}$$

- **Section minimale :**

$$\text{Sens y-y : } A_s^{min} = 0,06\% bh = 3 \text{ cm}^2$$

$$\text{Sens x-x : } A_s^{min} = 1,2(A_s \text{ min suivant y-y}) = 3,6 \text{ cm}^2$$

$$\text{CNF : } A_s^{min} = 0,23 bdf_{t28}/f_e = 4,34 \text{ cm}^2.$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 6: Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	Mu(KN.m)	A_s^{cal} (cm²)	A_s^{min} (cm²)	Choix	A_s^{Adp} (cm²)
Travée	X-X	202,27	10,62	4,34	7T20	21,99
	Y-Y	96,67	4,97		7T16	14,04
Appuis	X-X	118,98	6,15		7T16	14,04
	Y-Y					

b) Vérifications nécessaires :

1. Espacement

$$St_x \leq \text{Min}(2h; 25\text{cm}) \Rightarrow St \leq \text{Min}(100\text{cm}; 25\text{cm}) = 25\text{cm}, \text{ Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_x.$$

$$St_y \leq \text{Min}(3h; 33\text{cm}) \Rightarrow St \leq \text{Min}(150\text{cm}; 33\text{cm}) = 33\text{cm}, \text{ Pour les } A_s \text{ parallèle à } L_y.$$

- **Sens x-x**

$$St_x = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} < 25 \text{ cm}$$

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

- **Sens y-y**

$$St_y = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

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

2. Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 4.34 \text{ cm}^2$$

En appui : $A_s = 14,04 \text{ cm}^2 > 4.34 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

En travée : $A_s = 14,04 \text{ cm}^2 > 4.34 \text{ cm}^2$ condition vérifié.

3. Vérification des contraintes à l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par : Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 7: Vérification des contraintes de béton à l'ELS

	Sens	Mser(KN.m)	A_s^{Adp} (cm²)	σ_{bc}	$\overline{\sigma_{bc}}$	Observation
Travée	X-X	175,11	21,99	6	15	Vérifié
	Y-Y	108,35	14,04	4,39		Vérifié
Appuis	X-X	103,01	14,04	4,17		Vérifié
	Y-Y					

Tableau VI. 8: Vérification des contraintes d'acier à l'ELS

	Sens	Mser(KN.m)	A_s^{Adp} (cm²)	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	Observation
Travée	X-X	175,11	21,99	195,6	250	Vérifié
	Y-Y	108,35	14,04	185,8		Vérifié
Appuis	X-X	103,01	14,04	176,6		Vérifié
	Y-Y					

4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \text{ Avec : } T_u = \frac{q u L}{2} = \frac{261.96 \times 5.15}{2} = 674,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{674,54 \times 10^3}{1000 \times 450} = 1,49 \text{ MPa} \leq \overline{\tau_u} = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

c) Schéma de ferrailage :

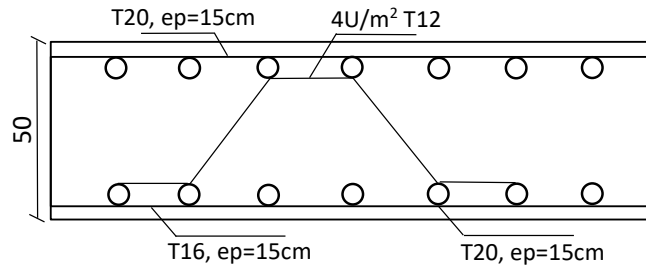


Figure VI. 7: Ferrailage de la dalle du radier.

2) Ferrailage des nervures :

• Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifié 99** »

$$\text{On a : } M_0 = \frac{PL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,85 M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50 M_0$

1) Calcul des armatures :

La longueur maximale dans le sens X-X et dans le sens Y-Y est la même donc on généralise les armatures de nervures pour les deux sens.

$b=55\text{cm}$; $h=90\text{cm}$; $d=81\text{cm}$; $f_e=500\text{MPa}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $f_{t28}=2.1\text{MPa}$; $\sigma_s=435\text{MPa}$;

• Sens (y-y)

$L= 5,15 \text{ m}$; $P=261.96\text{KN/ml}$.

Tableau VI. 9: Ferrailage des nervures (sens y-y)

	Mu(KN.m)	$A_s^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_s^{Adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	738,21	22,8	10T20	31,42
Appuis	434,23	12,92	6T20	18,85

• Sens (x-x)

$L= 3,75 \text{ m}$; $P=261.96\text{KN/ml}$.

Tableau VI. 10: Ferrailage des nervures (sens x-x)

	Mu(KN.m)	$A_s^{cal} \text{ (cm}^2\text{)}$	Choix	$A_s^{Adp} \text{ (cm}^2\text{)}$
Travée	391,41	11,59	6T20	18,85
Appuis	230,23	6,7	6T16	12,06

2) Vérifications nécessaires :

1) Condition de non fragilité :

$$A_s \geq A_{min} = 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e = 4.3 \text{ cm}^2$$

• Sens y-y :

En appui : $A_s = 18,85 \text{ cm}^2 > 4.3 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travée : $A_s = 31,42 \text{ cm}^2 > 4.3 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

• Sens x-x :

En appui : $A_s = 12,06 \text{ cm}^2 > 4.3 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

En travée : $A_s = 18,85 \text{ cm}^2 > 4.3 \text{ cm}^2$ condition vérifiée.

2) Vérification des contraintes à l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par : Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 11: Vérification des contraintes de béton a l'ELS

	Sens	Mser(KN.m)	A_s^{Adp} (cm ²)	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	X-X	309,18	18,85	6,38	15	Vérifié
	Y-Y	583,13	31,42	10,1		Vérifié
Appuis	X-X	181,87	12,06	4,44		Vérifié
	Y-Y	343,01	18,85	7,07		

Tableau VI. 12: Vérification des contraintes d'acier a l'ELS

	Sens	Mser(KN.m)	A_s^{Adp} (cm ²)	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	Observation
Travée	X-X	309,18	18,85	224,9	250	Vérifié
	Y-Y	583,13	31,42	249		Vérifié
Appuis	X-X	181,87	12,06	202,9		Vérifié
	Y-Y	343,01	18,85	248,5		

3) Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \text{Min}(0.1 f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 2.5 \text{ MPa}$

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d} \text{ Avec : } T_u = \frac{q u L}{2} = \frac{261.96 \times 5.15}{2} = 674,54 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{674,54 \times 10^3}{550 \times 810} = 1,51 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{verifier}$$

d) Calcul des armatures transversales :

- Selon le BAEL91 modifié 99 :

$$\begin{cases} St = \min(0,9d ; 40\text{cm}) \\ \frac{At}{b St} \geq \frac{\tau_u - 0,3ft_{28k}}{0,8fe} \quad (K = 1 : \text{Pas de reprise de bétonnage}) \\ \frac{At fe}{b St} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4\text{MPa}\right) \end{cases}$$

- Selon le RPA 99 version 2024 :

$$\begin{cases} At = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 24\emptyset t ; 17,5\text{cm} ; 6\emptyset l\right) \dots\dots \text{Zone nodale} \\ St \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset l\right) \dots\dots \text{Zone courante} \end{cases}$$

Avec:

$$\emptyset t \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \emptyset l ; \frac{b}{10}\right)$$

Tableau VI. 13: Calcul des armatures transversales

	Tu (KN)	τ_u (MPa)	BAEL	RPA 2024		St ^{adp} (cm)		At ^{max} (cm ²)	Choix
			St(cm)	St(cm)ZN	St(cm)ZC	ZN	ZC		
Travée	674,54	1,51	40	12	22,5	12	22,5	3,71	6T10
Appuis	674,54	1,51	40	12	22,5	12	22,5	3,71	4T12

e) Armatures de peau :

Dans les poutres de grande hauteur, les armatures de peau sont nécessaires pour limiter l'ouverture des fissures entre les armatures longitudinales principales. Sans elles, des fissures peuvent apparaître en dehors des zones armées, ce qui peut endommager l'ouvrage avec le temps. Pour assurer leur efficacité :

- On recommande l'utilisation de **barres à haute adhérence**, plus performantes que les ronds lisses.
- La **section minimale** des armatures de peau doit être de **3 cm²/ml** mesurée par mètre de paroi (dans le sens perpendiculaire à celui des armatures).

$$h = 90 \text{ cm} ; Ap = 3 \times 0,9 = 2,7 \text{ cm}^2$$

$$\text{On choisit : } Ap = 2T14 = 3,08 \text{ cm}^2$$

f) Schéma de ferrailage :

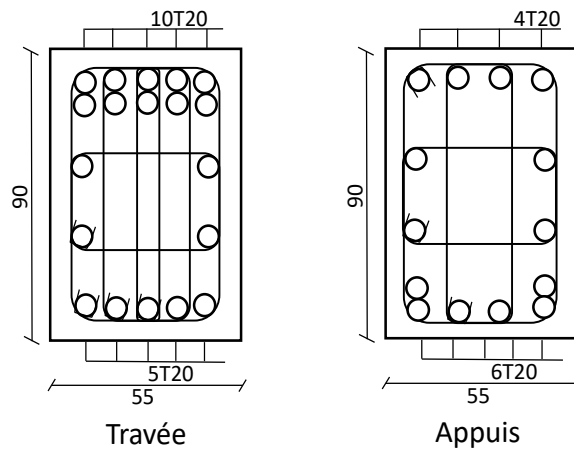


Figure VI. 8: Ferrailage des nervures.

V.3.3.6 Voile périphérique

1) Introduction :

Notre structure comporte un voile périphérique de soutènement qui s'élève du niveau de fondation jusqu'au niveau du plancher de RDC. Il forme par sa grande rigidité qu'il crée à la base un caisson rigide et indéformable avec les planchers du RDC et les fondations.

2) Evaluation des charges :

On considère le voile comme une dalle pleine reposant sur quatre appuis, et qui supporte les charges horizontales dues aux poussées des terres. On considère le tronçon le plus défavorable. Les charges et surcharges prise uniformément répartie sur une bande de 1m se situe à la base du voile (cas le plus défavorable).

$$L_x = 3.5\text{m} ; L_y = 5.15\text{m} ; e = 20\text{cm}$$

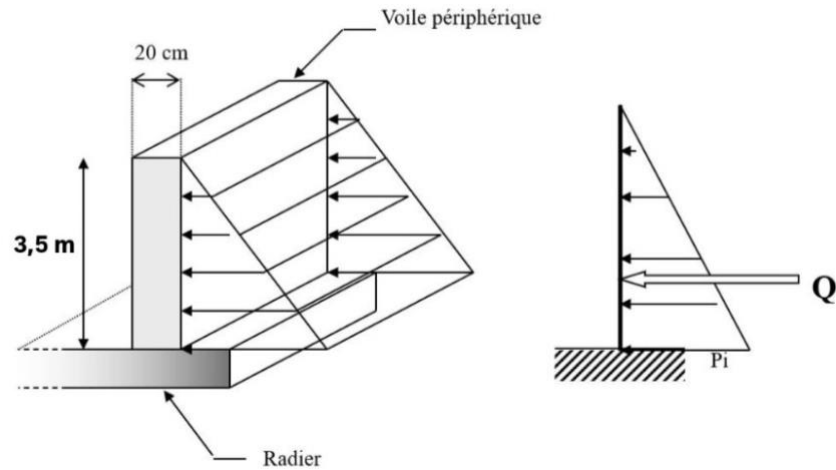


Figure VI. 9: Schéma statique.

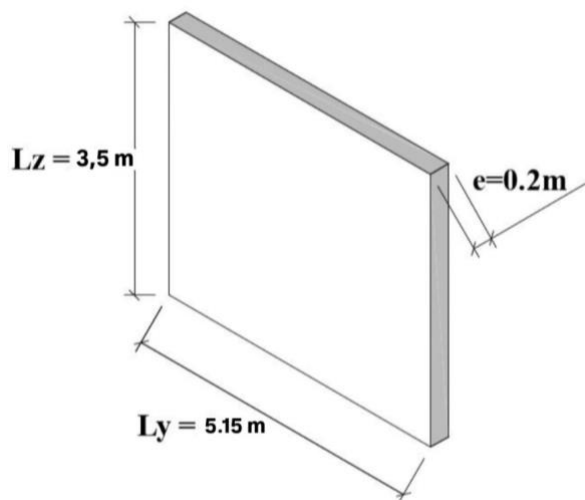


Figure VI. 10: Les dimensions du panneau le plus sollicité.

La charge des poussés des terres est donné par : $Q = A \times \gamma \times h$

Avec :

Q : contrainte sur une bande de 1m.

γ : poids spécifique des terres ($\gamma = 20 \text{ KN/m}^3$).

h : hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\phi = 19^\circ \Rightarrow A = f(\phi) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\phi}{2}\right) = 0,51$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 0,51 \times 20 \times 3,5 = 35,7 \text{ KN/ml}$$

$$\begin{cases} qu = 1,35 \times 35,7 = 48,2 \text{ KN/ml} \\ qs = 35,7 \text{ KN/ml} \end{cases}$$

- **Efforts dans le voile périphérique :**

$$\rho = \frac{Lx}{Ly} = \frac{3,5}{5,15} = 0,68 > 0,4 \text{ la travaille dans les deux sens :}$$

Dans le sens de la petite portée : $Mx = \mu_x \cdot Qu \cdot Lx^2$

Dans le sens de la grande portée : $My = \mu_y \cdot Mx$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{Lx}{Ly}$ et de ν .

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} 0 \text{ a l'ELU} \\ 0,2 \text{ a l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires dans **BAEL91 modifié 99**.

- **ELU :**

$$\rho = 0,68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0710 \\ \mu_y = 0,4034 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Mx = \mu_x \cdot qu \cdot Lx^2 = 0,0710 \times 48,2 \times 3,5^2 = 41,92 \text{ KN.m} \\ My = \mu_y \cdot Mx = 0,4034 \times 41,92 = 16,91 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 Mx = 35,63 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 My = 14,37 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments sur appuis :**

$$\{ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 Mx = 20,96 \text{ KN.m} \}$$

- **ELS :**

$$\rho = 0,68 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0767 \\ \mu_y = 0,5584 \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} Mx = \mu_x \cdot qu \cdot Lx^2 = 0,0767 \times 35,7 \times 3,5^2 = 22,54 \text{ KN.m} \\ My = \mu_y \cdot Mx = 0,5584 \times 22,54 = 12,58 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments en travées :**

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 Mx = 19,16 \text{ KN.m} \\ M_{ty} = 0,85 My = 10,69 \text{ KN.m} \end{cases}$$

- **Moments sur appuis :**

$$\{ M_{ax} = M_{ay} = 0,5 Mx = 11,27 \text{ KN.m} \}$$

3) Ferrailage du voile périphérique :

$$b=100\text{cm} ; h=20\text{cm} ; d=18\text{cm} ; f_e=500\text{MPa} ; f_{c28}=25\text{MPa} ; f_{t28}=2,1\text{MPa} ; \sigma_s=435\text{MPa}$$

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau VI. 14: Ferrailage du voile périphérique

	Sens	Mu(KN.m)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{Adp} (cm ²)
Travée	X-X	22,54	2,94	4T12	4.52
	Y-Y	12,58	1,63	4T12	4.52
Appuis	X-X/Y-Y	11,27	1,46	4T12	4.52

4) Vérifications nécessaires :

a. Condition exigée par le RPA version 2024 :

Le RPA exige un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposés en deux nappes.

$$A_{s,min} = 0,1\%B$$

$$A_{s,min} = 0,1\% \times 100 \times 20 = 2 \text{ cm}^2 < 4,52 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérifiée}$$

b. Condition de non fragilité selon article B.7.4 du BAEL :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est comptée entre 12 et 30cm. D'après le « BAEL91 modifié 99 ».

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left(3 - \frac{L_x}{L_y} \right) \times \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

Avec : $\rho_0 = 0,0006$ pour les barres de Fe500

$$\begin{cases} A_x^{min} = 0,0006 \left(3 - \frac{350}{515} \right) \times \frac{20 \times 100}{2} = 1,39 \text{ cm}^2 \\ A_y^{min} = 0,0006 \times 20 \times 100 = 1,2 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- En travée : $\begin{cases} A_x = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_x^{min} = 1,39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifie} \\ A_y = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_y^{min} = 1,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifie} \end{cases}$
- En appuis : $\begin{cases} A_x = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_x^{min} = 1,39 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifie} \\ A_y = 4,52 \text{ cm}^2 \geq A_y^{min} = 1,20 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Verifie} \end{cases}$

c. Vérification des contraintes à l'ELS :

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (Mser), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par : Béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 \times f_{c28}$, Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\overline{\sigma}_s = 250 \text{ MPa}$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau VI. 15: Vérification des contraintes de béton à l'ELS

	Sens	Mser(KN.m)	A_s^{Adp} (cm ²)	σ_{bc}	$\overline{\sigma}_{bc}$	Observation
Travée	X-X	19,16	4.52	4,91	15	Vérifié
	Y-Y	10,69	4.52	3		Vérifié
Appuis	X-X	11,27	4.52	3,16		Vérifié

Tableau VI. 16: Vérification des contraintes d'acier à l'ELS

	Sens	Mser(KN.m)	A_s^{Adp} (cm ²)	σ_s	$\overline{\sigma}_s$	Observation
Travée	X-X	19,16	4.52	243,6	250	Vérifié
	Y-Y	10,69	4.52	142,8		Vérifié
Appuis	X-X	11,27	4.52	150,5		Vérifié

d. Vérification de la flèche selon le CBA-93 :

Il n'est pas nécessaire de faire la vérification de la flèche, si les trois conditions citées ci-dessous sont vérifiées simultanément :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{Lx} \geq \frac{Mt}{20Mz} \\ \frac{h}{Lz} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \\ \frac{As}{bd} \leq \frac{2}{fe} \end{array} \right\} \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,2}{3,5} = 0,057 \geq \frac{35,63}{20 \times 41,92} = 0,042 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{0,2}{3,5} = 0,057 \geq 0,027 \text{ à } 0,028 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \\ \frac{4,52}{20 \times 100} = 0,0025 \leq \frac{2}{500} = 0,004 \dots \dots \dots \text{Vérifiée} \end{array} \right.$$

Les trois conditions sont vérifiées donc le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

5. Schéma de ferrailage du Voile Périphérique :

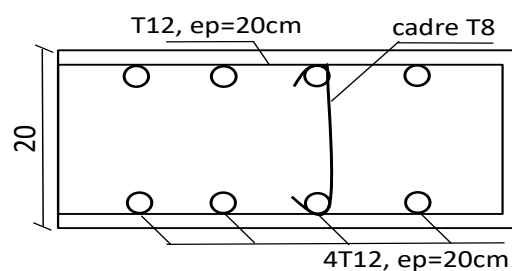


Figure VI. 11: Schéma de ferrailage voile.

Conclusion générale

Ce projet de fin d'études nous a offert l'opportunité de mettre en pratique l'ensemble des connaissances théoriques acquises au cours de notre formation, tout en les approfondissant dans le domaine de la conception et du calcul des structures en béton armé. Grâce à l'utilisation d'outils numériques tels que ETABS, SOCOTEC et Excel, nous avons pu effectuer des analyses fiables et précises, conformément aux normes et règlements en vigueur, notamment le RPA 2024 et le CBA 93.

À l'issue de notre travail, plusieurs enseignements majeurs ont pu être tirés :

- Le prédimensionnement est une étape essentielle qui consiste à définir les sections initiales des éléments porteurs. Un bon prédimensionnement au départ facilite la modélisation et optimise l'analyse dynamique.
- L'étude dynamique représente l'étape la plus cruciale dans un projet en zone sismique, car elle permet d'identifier les éléments de contreventement à ferrailer par la suite.
- L'interaction voiles-portiques, essentielle dans un système mixte, a nécessité une analyse approfondie. Sa justification s'est révélée délicate et chronophage, en raison de l'évaluation complexe de la part d'effort tranchant reprise par chaque sous-système.
- Le ferrailage des éléments a été réalisé selon les méthodes du (BAEL 91 modifié 99 et RPA 2024) pour les poteaux, les poutres et les voiles.
- Les fondations ont été dimensionnées en tenant compte des contraintes du sol et des charges de la superstructure. Le choix d'un radier général nervuré s'est imposé comme la solution la plus adaptée, conciliant rigidité, résistance et économie.

Références bibliographiques

- [1] Règlements Document Technique Règlementaire DTR B.C. 2.48.
- [2] Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024.
- [3] Documents techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites – BAEL 91 modifié 99 et DTU associés.
- [4] Document Technique Règlementaire DTR B.C. 2.2 Charges Permanentes et charges d'exploitation.