

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
REPUBLICUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET REPUBLICUE
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEURE ET
DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
جامعة سعد دحلب - البلدية 1
UNIVERSITE SAAD DAHLEB – BLIDA 1



كلية التكنولوجيا
Faculté de Technologie
قسم الهندسة المدنية
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

مذكرة نهاية التخرج
MEMOIRE DE PROJET FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme de
MASTER EN GENIE CIVIL

Spécialité : structures

Thème :

**CONCEPTION D'UN BATIMENT A USAGE MULTIPLE EN BETON
ARME (Rez de chaussée + 10 étages + Sous-sol)**

Présenté par :

M^{elle}. ABDELLAH EL HADJ Ihcene

M^{elle}. RAMDANE Abir

Devant les membres de jury :

Mme. CHERFA

U. Saad Dahleb – Blida 1

Président

Mr. SI AHMED

U. Saad Dahleb – Blida 1

Examineur

Mme. DEBBIH Amina

U. Saad Dahleb – Blida 1

Promotrice

Blida, juillet 2023

REMERCIEMENTS

Chaque bénédiction dans ce monde reviens au Puissant Créateur, on tient à remercier ALLAH le clément et l'unique de nous avoir accordé la santé et la volonté et la force nécessaire pour entreprendre et achever ce mémoire.

Tout d'abord, ce travail n'aurait pas pu être aussi enrichissant et voir le jour sans l'aide et l'encadrement de **Mme DEBBIH Amina**. Nous la remercions chaleureusement pour la qualité exceptionnelle de son encadrement, sa patience, sa rigueur et sa disponibilité tout au long de notre préparation de ce mémoire.

Nous exprimons notre gratitude envers les membres du jury, ainsi qu'au président (e) qui a accepté l'honneur de présider le jury de ce mémoire. Nous remercions également l'examineur (rice) d'avoir accepté d'évaluer ce modeste travail.

Nous ne saurons jamais assez remercier la lumière de notre vie, nos parents, qui, par leurs prières et leurs encouragements, nous ont aidés à surmonter tous les obstacles.

Nos remerciements s'adressent également à tous nos enseignants de l'université de **SAAD DAHLEB** en particulier à ceux du département de Génie Civil.

Enfin, nous souhaitons remercier nos familles et nos amis pour leurs encouragements et leur aide. Même s'ils ne sont pas tous mentionnés dans cette petite liste, ils restent présents dans nos pensées et nos remerciements leur sont adressés.

Dédicace

Je tiens c'est avec un grand plaisir que je dédie ce modeste travail :

A mes chers parents pour tout leur amour, leurs sacrifices, leur soutien et leur encouragement
durant ces années d'études.

A mon cher frère **Billel**

A ma chère sœur **Roufaida**

A ma collègue et binôme **Ihssane**

A tous mes collègues et tous mes amis

A tous ceux que j'aime

Abir

Dédicace

Du profond de mon cœur, je dédie ce modeste travail à tous ceux qui me sont chers,

A ma très chère mère

Tu as su porter pour moi les soins et consentir les efforts pour mon éducation. Aucune dédicace ne saurait exprimer tout le respect et l'amour que je te porte, tu m'as toujours fait confiance .Merci pour ton encouragement.

A mon très cher père

Dont le mérite, les sacrifices et les qualités humaines m'ont permis de vivre ce jour

A toute ma famille

En particulier Ratiba qui n'a pas cessée de me conseiller et soutenir. Que dieu les protège et leurs offre la chance et le bonheur.

A mes très chers amis

A mon amie et ma collègue RAMDANE Abir, à tous mes amis et en particulier mes meilleures amies Meriem , Wissem, Nour, Ferial, et mes collègues Abdelouahab , Walid qui sont toujours présents à mes côtés dans les moment difficiles

«Ihcene »

ملخص

يتناول هذا المشروع دراسة مبنى متعدد الاستخدامات من الخرسانة المسلحة، يتميز بشكل غير منتظم، ويتكون من عشرة طوابق بالإضافة إلى طابق أرضي. يقع المبنى في ولاية وهران، والتي تصنف في منطقة متوسطة الزلازل وفقاً للقواعد الجزائرية لمقاومة الزلازل (RPA 99 version 2003).

تعتمد متانة الهيكل الإنشائي للمبنى على نظام مختلط من أعمدة وجدران مقاومة. تم تنفيذ التصميم وفقاً لقواعد البناء المعمول بها في الجزائر RPA99/version2003 و CBA93 و BAEL91. تم إجراء التحليل الديناميكي باستخدام برنامج ETABS20. تم تسليح العناصر الداعمة مثل الأعمدة والكمرات باستخدام برنامج التسليح SOCOTEC. بينما نُفِذ تسليح الجدران يدوياً.

أخيراً دراسة البنية التحتية للمنشأة التي تتمثل في الأساسات التي تستريح على لبشة (أرضية الأساس) وذلك لقيمة الحمولات المعتبرة المحولة للتربة.

كلمات مفتاحية

الخرسانة المسلحة، تدعيم مختلط، الدراسة الديناميكية، معايير البناء، SOCOTEC، ETABS20، أرضية الأساس.

ABSTRACT

This project focuses on the study of a multi-purpose building with an irregular shape, consisting of ten floors plus a basement. The building is located in the Wilaya of Oran, classified as zone IIa (moderate seismicity) according to the Algerian seismic design code (RPA 99 version 2003).

The structural strength of the building relies on a mixed bracing system, combining frames and shear walls. The design was carried out in accordance with the current construction regulations in Algeria, including RPA99/version2003, CBA93, and BAEL91. Dynamic analysis was performed using the ETABS20 software. The reinforcement of load-bearing elements such as columns and beams was conducted using the SOCOTEC reinforcement software, while the reinforcement of shear walls was done manually.

The study of the infrastructure resulted in the design of a raft foundation due to the significant loads transmitted to the underlying soil.

Keywords

Reinforced concrete mixed bracing, dynamic analysis, construction rules, ETABS20, SOCOTEC, and General Raider.

RESUME

Ce projet porte sur l'étude d'un bâtiment en béton armé à usage multiple, présentant une forme irrégulière, comprenant dix étages plus un sous-sol. Le bâtiment est localisé dans la Wilaya d'Oran, classée en zone IIa (moyenne sismicité) selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

La résistance structurale du bâtiment repose sur un système de contreventement mixte, combinant portiques et des voiles. La conception a été réalisée en conformité avec les règlements de construction en vigueur en Algérie, tels que **RPA99/version2003**, **CBA93** et le **BAEL91**. L'analyse dynamique a été effectuée en utilisant le logiciel **ETABS20**. Le ferrailage des éléments porteurs tels que les poteaux et les poutres a été réalisé à l'aide du logiciel de ferrailage **SOCOTEC**, tandis que le ferrailage des voiles a été effectué manuellement.

L'étude de l'infrastructure a abouti à la conception d'un radier général en raison de l'importance des charges transmises au sol d'assise.

Mot clé

Béton armé, contreventement mixte, analyse dynamique, règles de construction, ETABS20, SOCOTEC, radier général.

TABLE DES MATIERES

ملخص

ABSTRACT

RESUME

DEDICACE

REMERCIEMENTS

TABLE DES MATIERES

LISTES DES FIGURES

LISTES DES TABLEAUX

LISTES DES SYMBOLES

INTRODUCTION GENERALE	1
CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.	3
I.1 Introduction	4
I.2 Présentation de l'ouvrage	4
I.2.1 Caractéristique d'ouvrage	4
I.2.2 Caractéristiques géométriques	4
I.2.3 Ossature	4
I.2.4 Les planchers	5
I.2.5 Les Poteaux	5
I.2.6 Les escaliers	5
I.2.7 Maçonnerie	5
I.2.8 Acrotère	5
I.2.9 Cage d'ascenseurs	5
I.2.10 Infrastructure	5
I.3 Caractéristiques Mécaniques Des Matériaux	6
I.3.1 Béton	6
I.3.2 Aciers	9
CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments structuraux.	13
II.1. Introduction	14
II.2. Prédimensionnement des poutres	14
II.2.1 Poutre principal	15
II.2.2 Poutre secondaire	15
II.3. Prédimensionnement des planchers	16

II.3.1 Plancher au corps creux	16
II.3.2 Dalle pleine	17
II.4. Evaluation des charges et des surcharges	18
II.4.1 Plancher de l'étage courant	18
II.4.2 Balcon	19
II.4.3 Plancher terrasse inaccessible	20
II.4.4 Maçonnerie	21
II.4.5 Acrotère	22
II.5. Pré dimensionnement des poteaux	23
II.6 Prédimensionnement des voiles	33
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.	35
III.1 Les escaliers	36
III.1.1 Définition les éléments d'un escalier	36
III.1.2 Détermination le nombre de marche	37
III.1.3 Evaluation des charges	38
III.1.4 Combinaison des charges	39
III.1.5 Calcul de ferrailage à l'ELU	41
III.1.6 Vérification ELS	42
III.1.7 Vérification de l'effort tranchant	43
III.1.8 Vérification de la flèche	44
III.2 Balcon	46
III.2.1 Types des balcons	46
III.2.2 Evaluation des charges	47
III.2.3 Calcul des sollicitations	47
III.2.4 Ferrailage du balcon à l'ELU	48
III.2.5 Vérification à l'ELS	49
III.2.6 Vérification de l'effort tranchant	50
III.2.7 Vérification de la flèche	50
III.3 L'acrotère	51
III.3.1 Inventaire des charges	52
III.3.2 Calcul de sollicitation	52

III.3.3	Ferraillage de l'acrotère	53
III.3.4	Vérification à l'ELS	55
III.3.5	Vérification de l'effort tranchant	56
III.4	Etude des planchers	56
III.4.1	Plancher à corps creux	57
III.4.2	Plancher en dalle pleine	72
 CHAPITRE IV : Etude dynamique.		 77
IV.1	Introduction	78
IV.2	Etude sismique	78
IV.2.1	Modélisation de rigidité	78
IV.2.2	Modélisation de la masse	78
IV.3.	Choix de la méthode de calcul	79
IV.3.1	Méthode statique équivalente	79
IV.3.2	La méthode modale spectrale	80
IV.4.	Résultats de l'analyse sismique	86
IV.4.1	Modèle initial	86
IV.4.2	2 ^{ème} modèle	88
IV.4.3	3 ^{ème} modèle	94
IV.4.4	Modèle final	100
IV.4.4.1	Calcul de la force sismique	100
IV.4.4.2	Vérification de l'effort tranchant à la base	100
IV.4.4.3	Vérification des déplacements inter étage	100
IV.4.4.4	Vérification de l'effort normal réduit	102
IV.4.4.5	Vérification de l'effet P-Delta	102
IV.4.4.6	Vérification le facteur du comportement R	102
 CHAPITRE V : Ferraillage des éléments résistants.		 104
V.1	Introduction	105
V.2	Ferraillage des poteaux	105
V.2.1	Introduction	105
V.2.2	Combinaison d'action	105

V.2.3	Recommandation selon RPA99 v2003	106
V.2.4	Méthode de calcul	106
V.2.5	Choix des armatures	110
V.2.6	Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	110
V.2.7	Vérification de l'effort Tranchant	111
V.2.8	Ferraillage transversal des poteaux	112
V.2.9	Longueur de recouvrement	115
V.2.10	Ferraillage des poteaux de sous-sol	115
V.2.11	Schéma de ferraillage des poteaux	117
V.3	Ferraillage des poutres	118
V.3.1	Introduction	118
V.3.2	Recommandations selon RPA99 version 2003	118
V.3.3	Calcul de ferraillage	118
V.3.4	Choix des armatures	121
V.3.5	Condition de non fragilité	121
V.3.6	Vérification vis à vis de l'ELS	122
V.3.7	Vérification de l'effort tranchant	122
V.3.8	Calcul des armatures transversales	123
V.3.9	Recouvrement des armatures longitudinales	124
V.3.10	Arrêt des barres	124
V.3.11	Vérification de la flèche	125
V.3.12	Schéma de ferraillage des poutres	126
V.4	Ferraillages des voiles	128
V.4.1	Recommandation réglementaires (BAEL99)	128
V.4.2	Contrainte aux extrémités	131
V.4.3	Recommandation réglementaires (RPA99 v2003)	133
V.4.4	Ferraillages vertical	135
V.4.5	Exemple d'application	136
V.4.6	Ferraillage horizontal à l'effort tranchant	141

CHAPITRE VI : Etude des fondations. 145

VI.1	Introduction	146
------	--------------	-----

VI.2 Fonctions assurés par les fondations	146
VI.3 Classification des fondations	146
VI.4 Calcul des fondations	146
VI.5 Choix de type de fondation	147
VI.6 Radier général	148
VI.6.1 Introduction	148
VI.6.2 La surface du radier	148
VI.6.3 Prédimensionnement du radier	149
VI.6.4 Caractéristiques géométriques du radier	151
VI.6.5 Vérifications nécessaires	151
VI.6.5.1 Vérification de la stabilité du radier	151
VI.6.5.2 Vérification des contraintes sous le radier	154
VI.6.6 Ferrailage du radier	156
VI.6.6.1 Ferrailage de la dalle du radier	157
VI.6.7 Ferrailage des nervures	160
VI.6.8 Ferrailage du débord	165
VI.7 Radier général	166
VI.7.1 Voile périphérique	166
VI.7.2 Prédimensionnement	166
VI.7.3 Evaluation des charges	167
VI.7.4 Effort dans le voile périphérique	168
VI.7.5 Ferrailage de voile périphérique	168
VI.7.6 Condition exigée par RPA99 V 2003	169
VI.7.7 Condition de non fragilité	169
VI.7.8 Vérification de l'effort tranchant	170
VI.7.9 Vérification à l'ELS	170
CONCLUSION GENERALE	172
REFERENCES	174
APPENDICES	176

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Figure I.1 : Traction par flexion .	7
Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations du béton à l'ELU	9
Figure I.3 : Diagramme des contraintes – déformations du béton à l'ELS	9
Figure I.4. Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers	11

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments structuraux.

Figure II.1 : Direction des poutrelles	17
Figure II.2 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux	18
Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine	19
Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux	20
Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine	20
Figure II.6 : Constituants d'un mur extérieur	21
Figure II.7 : Dimensions de l'acrotère	22
Figure II.8 : Poteau central	25
Figure II.9 : Disposition de poteau central	26
Figure II.10 : Schéma de voile	33

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Figure III.1: Les éléments d'un escalier	36
Figure III.2 : Schéma statique de l'escalier	37
Figure III.3 : Schéma de chargement de l'escalier à l'ELU	40
Figure III.4 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant de l'escalier	68
Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'escalier	46
Figure III.6: Schéma statique de balcon	46
Figure III.7 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU	48
Figure III.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS	48
Figure III.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU	48
FigureIII.10 : Schéma de ferrailage de balcon	51
FigureIII.11 : Coupe verticale de l'acrotère	51
Figure III.12 : Diagramme des efforts à l'ELU	53
Figure III.13 : Ferrailage de l'acrotère	53
Figure III.14 : Ferrailage de l'acrotère final	56
Figure III.15 : Corps creux	57

Figure III.16 : Schéma de poutrelle	57
Figure III.17 : Poutrelle à 5 travées	62
Figure III.18 : Moment fléchissant à l'ELU	62
Figure III.19 : Moment fléchissant à l'ELS	62
Figure III.20 : L'effort tranchant à l'ELU	63
Figure III.21 : Schéma de ferrailage des poutrelles	70
Figure III.22 : Ferrailage de la dalle de compression	72
Figure III.23 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire	72
Figure III.24 : ferrailage dalle pleine.	76

CHAPITRE IV : Etude dynamique.

Figure IV.1 : Représentation graphique Spectre de réponse	81
Figure IV.2 : Vue en plan 3ème étage	86
Figure IV.3 : Comportement de model initial vis-à-vis au séisme	88
Figure IV.4 : vue en plan	88
Figure IV.5 : Comportement de 2ème vis-à-vis au séisme	90
Figure IV.6 : Comportement du model final vis-à-vis au séisme	95

CHAPITRE V : Ferrailage des éléments résistants.

Figure V.1 : Détails de ferrailage des poteaux	117
Figure V.2 : arrêt des barres	125
Figure V.3 : Détails de ferrailage des Poutres	126
Figure V.4 : Mur encastré	128
Figure V.5: Niveau de vérification	130
Figure V.6 : Détail de diagramme des contraintes	133
Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles	134
Figure V.8 : Disposition des voiles dans la structure	135
Figure V.9 : schéma de voile	136
Figure V.10 : Exemple du ferrailage du voile 1 en zone 1 et zone 2	143
Figure V.11 : Exemple du ferrailage du voile 3 en zone 1 et zone	144
Figure V.12 : Exemple du ferrailage du voile 6 et 7et 7 ' en zone 1	144

CHAPITRE VI : Etude des fondations.

Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux	148
Figure VI.2 : Schéma statique du bâtiment	152

Figure VI.3 : Contraintes sous le radier	155
Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier	157
Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier	160
Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur)	164
Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur)	165
Figure VI.8 : Schéma statique du débord	165
Figure VI.9 : Diagramme des Moments	165
Figure VI.10 : Evaluation des charges	166
Figure VI.11 : poussées de terres.	167
Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.	171
Figure VI.13 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.	171

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : Présentation de l'ouvrage.

Tableau II.1 : charges permanents revenant au plancher terrasse inaccessible.	10
---	----

CHAPITRE II : Prédimensionnement des éléments structuraux.

Tableau II.1 : Les charges permanentes du plancher étage courant corps creux	18
Tableau II.2 : Charge permanente du plancher courant à dalle pleine	19
Tableau II.3 : Charge permanente de la dalle pleine (Balcon)	19
Tableau II.4 : Charge permanente de la dalle en corps creux	20
Tableau II.5 : Charge permanente de la dalle pleine	21
Tableau II.6 : Composition de Mur extérieur	21
Tableau II.7 : Dégression des surcharges pour le poteau	24
Tableau II.8 : Descente des charges du poteau	27
Tableau II.9 : Choix des sections des poteaux	29
Tableau II.10 : Vérification de critère de résistance de poteau	29
Tableau II.11 : Choix des poteaux avec vérification de l'effort normal réduit	30
Tableau II.12 : Vérification d'effort normal réduit	31
Tableau II.13 : Vérification de contrainte de compression à l'ELS	32
Tableau II.14 : L'épaisseur des voiles	34

CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires.

Tableau III.1 : Les charges de Paillasse	39
Tableau III.2 : Les charges de palier	39
Tableau III.3: Calcul du ferrailage	42
Tableau III.4: Vérification des contraintes du béton	43
Tableau III.5 : Calcul de la flèche	45
Tableau III.6 : Charge permanente de garde-corps	47
Tableau III .7 : Efforts internes de balcon	47
Tableau III.8 : Calcul de ferrailage	49
Tableau III.9 : Calcul du ferrailage de l'acrotère	55
Tableau III.10 : vérifications à l'ELS	56
Tableau III.11 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles	59
Tableau III.12 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée	64
Tableau III.13: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis	64
Tableau III.14 : Vérification des contraintes du béton	67
Tableau III.15 : Calcul de la flèche	68

Tableau III.16 : Ferrailage de la dalle pleine	74
Tableau III.17 : Vérification des contraintes à l'ELS	76
Tableau III.18 : calcul de la flèche	76

CHAPITRE IV : Etude dynamique.

Tableau IV.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité	85
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial.	86
Tableau IV.3 : Participation massique du 2 ^{ème} modèle	89
Tableau IV.4 : Vérification sismique	91
Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x	92
Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y	92
Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	93
Tableau IV.8 : Participation massique du 3 ^{ème} modèle	94
Tableau IV.9 : Vérification sismique	96
Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x	97
Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y	97
Tableau IV.12 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux	98
Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P- Δ	99
Tableau IV.14 : Justification des voiles sous charge verticale	99
Tableau IV.15 : Vérification sismique	100
Tableau IV.16 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x	101
Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y	101
Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux	102
Tableau IV.19 : Vérification de l'effet P- Δ	102
Tableau IV.20 : Justification des voiles sous charge verticale	103

Chapitre V : Ferrailage des éléments résistants.

Tableau V.1 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\max} , M^{corr})	107
Tableau V.2 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (M^{\max} , N^{corr})	107
Tableau V.3 : Ferrailages des poteaux carrées situation durable (N^{\min} , M^{corr})	107
Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	108
Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	108
Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M_{corr})	108
Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr})	109
Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr})	109
Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux carrées situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr})	109

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux carrés	110
Tableau V.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr}).	111
Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr}).	111
Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux	112
Tableau V.14 : Espacement maximales selon RPA99 des poteaux carrés	114
Tableau V.15 : Choix des armatures transversales pour les poteaux	114
Tableau V.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable)	119
Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)	119
Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle)	119
Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).	120
Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)	120
Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses 30*45 (situation accidentelle)	120
Tableau V.22 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (30*45)	121
Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30*45)	121
Tableau V.24 : Vérification de condition de non fragilité	121
Tableau V.25: Vérification des poutres porteuse à l'ELS	122
Tableau V.26: Vérification des poutres non porteuse à l'ELS	122
Tableau V.27: Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse	123
Tableau V.28: Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur	123
Tableau V.29: Choix des armatures transversales pour les poutres	124
Tableau V.30 : Vérification de la flèche	125
Tableau V.31 : Valeur de coefficient K	128
Tableau V.32 : Calcule de σ_b et σ_{bna}	129
Tableau V.33 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1)	131
Tableau V.34 : Le ferrailage de voile 1	138
Tableau V.35 : Le ferrailage de voile 2	138
Tableau V.36 : Le ferrailage de voile 3	139
Tableau V.37 : Le ferrailage de voile 4	139
Tableau V.38 : Le ferrailage de voile 5	140
Tableau V.39 : Le ferrailage de voile 6	140
Tableau V.40 : Le ferrailage des voiles 7 et 7'	141
Tableau V.41 : Résultat de ferrailage horizontal.	142

Chapitre VI : Etude des fondations

Tableau VI.1 : Contrainte sous le radier à l'ELU	156
Tableau VI.2 : Contrainte sous le radier à l'ELS	156

Tableau VI.3 : Ferrailage des panneaux du radier	158
Tableau VI.4 : Vérification des contraintes	159
Tableau VI.5 : Vérification des contraintes (correction)	160
Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur)	161
Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens non porteur)	161
Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à L'ELS	162
Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'E.L.S (correction)	162
Tableau VI.10 : Choix des armatures transversaux	164
Tableau VI.11 : Ferrailage du débord	166
Tableau VI.12 : Ferrailage du voile périphérique	169
Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes	171

LISTE DES SYMBOLES

A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.

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_{adm} : Capacité portante admissible.

Q : Charge d'exploitation.

PC : Pression de consolidation.

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.

σ_m : Contrainte moyenne.

G : Charge permanente.

ξ : Déformation relative.

V_0 : Effort tranchant a 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 : Force concentrée.

f : Flèche.

\bar{f} : Flèche admissible.

D : Fiche d'ancrage.

L : Longueur ou portée.

L_f : Longueur de flambement.

I_p : Indice de plasticité.

I_c : Indice de consistance.

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.

I_{fi} : Moment d'inertie fictif pour les déformations instantanées.

I_{fv} : Moment d'inertie fictif pour les déformations différées.

M : Moment, Masse.

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.

δ : Rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton.

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'élançement 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.

UNITES

Les unités utilisées en béton armé sont celle du système international (USI) (et leurs multiples) :

m ; cm ; mm : longueurs ; dimensions ; portées.

cm² : Section d'acier.

kN (MN ; N) : Charge ponctuelle.

kN/ml (MN/ml ; N/ml) : Charge linéaire uniformément réparties.

kN/m² (MN/m² ; N/m²) : Charge surfacique.

kN/m³ (MN/m³ ; N/m³) : Charge volumique.

kN.m (MN.m ; N.m) : Moment d'une force.

MPa (kPa ; Pa) : Contrainte, pression ; module d'élasticité ou déformation.

INTRODUCTION GENERALE

Le génie civil englobe l'ensemble des techniques liées aux constructions civiles. Les Ingénieurs en génie civil sont responsables de la conception, de la réalisation, de l'exploitation et de la réhabilitation des ouvrages de construction et des infrastructures. Leur rôle est de gérer ces projets afin de répondre aux besoins de la société, tout en garantissant la sécurité du public.

Tout ouvrage de génie civil doit être conçu de manière à assurer la stabilité et la résistance de ses éléments structuraux, ainsi que la sécurité de son utilisation pendant et après sa réalisation.

En Algérie, les calculs sont vérifiés conformément aux réglementations en vigueur, notamment Le règlement Parasismique Algérien **RPA99 (version 2003)** et les règlements du béton aux états limites **BAEL 91 modifiée 99** ainsi que le **CBA 93**. Ces réglementations garantissent la conformité des ouvrages en génie civil aux normes de sécurité et aux exigences spécifiques du pays.

Les ingénieurs ont à leur disposition une variété d'outils informatiques et de logiciels de calculs rapides et précis qui leur permettent de réaliser des calculs pour diverses structures en un temps réduit et avec un minimum d'erreurs.

Dans le but de mettre en pratique les connaissances acquises durant la formation en génie civil, nous avons choisi l'étude d'une structure en béton armé (**R + 10 + sous-sol**) à usage d'habitation et commerce.

Nos calculs seront effectués de manière à garantir la stabilité de l'ouvrage et la sécurité des utilisateurs, tout en tenant compte des aspects économiques et esthétiques.

Dans notre étude, le premier chapitre sera consacré aux généralités, où nous présenteront les principes généraux de calcul et de vérification des éléments en béton armé aux états limites, ainsi que les caractéristiques et les lois de comportement des matériaux à utiliser. Ce chapitre comprendra également la présentation de l'ouvrage et de ses caractéristiques.

On tenant compte de l'évaluation des charges selon le **DTR BC22**, nous avons fait un pré dimensionnement des éléments, tel que les planchers, poteau, poutres voiles sont présentés dans le chapitre II. Le troisième chapitre aborde le calcul des éléments secondaire de notre bâtiment, tels que l'acrotère, les escaliers, les planchers et les balcons.

Le quatrième chapitre est consacré à la modélisation de la structure et à la détermination des modes de vibration, dans le but de trouver le meilleur comportement dynamique pour notre structure. Ce chapitre examine également différentes dispositions des voiles de contreventement, afin de sélectionner celle qui offre à la structure un comportement dynamique satisfaisant les critères imposés par les règles parasismique algériennes.

Le chapitre 5 sera consacré au ferrailage des poteaux, des poutres et des voiles, en prenant en compte les résultats finaux de l'étude sismique et en vérifiant les critères spécifiés par les normes **RPA99 v2003** et **BAEL99**. Enfin, le chapitre 6 abordera l'étude d'infrastructure.

Chapitre I :
Présentation de
l'ouvrage

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.1 Introduction

L'objectif de ce chapitre est de présenter la liste des données du bâtiment analysé, concernant le type de structure, les éléments, la géométrie et les propriétés des matériaux.

I.2 Présentation de projet

Notre projet de fin d'étude consiste à étudier un bâtiment(R+10+SS) à usage d'habitation et un RDC commercial. Ce bâtiment sera implanté à **BELGAID** dans la Wilaya d'**ORAN**, qui est classée par les règles parasismiques algériennes (RPA99/2003) comme zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**). Notre ouvrage est classé dans le groupe d'usage **2** : « Ouvrages d'importance moyenne ». [1]

I.2.1 Caractéristique de l'ouvrage

L'ouvrage a une forme irrégulière, il se compose de RDC + 10 étages + un sous-sol.

- Un sous-sol d'usage parking
- RDC d'usage commerce
- 1^{ère} jusqu'à 10^{ème} étage à usage d'habitation
- Cet ouvrage comporte une terrasse inaccessible

I.2.2 Caractéristique géométriques :

a. Dimensions en élévation :

- Hauteur totale du bâtiment : 33.66 m
- Hauteur de rez-de-chaussée : 3.06 m
- Hauteur de l'étage courant : 3.06 m
- Hauteur de sous-sol : 2.59 m
- Hauteur de l'acrotère : 0.6 m

b. Dimensions en plan :

- Longueur totale : 21.4 m
- Largeur totale : 24.3 m

I.2.3 Ossature :

C'est une ossature mixte réalisée avec système portique / voiles.

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

I.2.4 Les planchers :

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Dalle pleine pour les balcons et sous-sol
- Dalle à corps creux.

I.2.5 Les poteaux :

Les poteaux sont les éléments verticaux de l'ossature de bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression. Dans notre cas on a un seul type de poteau : poteau carré.

I.2.6 Les escaliers :

C'est un élément en béton armé qui permet de se déplacer à pieds d'un niveau à un autre dans un bâtiment. Notre structure comporte un seul type d'escalier :

- Escalier à deux volées et un palier de repos.

I.2.7 Maçonnerie :

- a. Murs extérieurs :** ils seront constitués d'une double cloison de 30 cm d'épaisseur.

Brique creuse de 15 cm d'épaisseur pour la paroi externe du mur .L'âme d'air de 5 cm. Brique creuse de 10 cm pour la paroi interne du mur.

- b. Mur intérieur :** cloison simple en brique de 10cm d'épaisseur.

I.2.8 Acrotère :

La terrasse sera entourée d'un acrotère de **60 cm** de hauteur, réalisé en béton armé coulé sur place, il joue un rôle de sécurité et de garde de corps.

I.2.9 Cage d'Ascenseurs :

La structure comporte une cage d'ascenseur du sous-sol jusqu'au 10ème étages.

I.2.10 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

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

- Limiter les tassements différentiels.
- Transmettre les charges horizontales (charges sismiques) et les charges verticales au sol d'assise de la structure.
- La contrainte admissible du sol est de **2,5 bars**
- La catégorie de site **S3**.

I.3 Les caractéristiques mécaniques des matériaux

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé (**BAEL 91**), ainsi que le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version2003**.

I.3.1 Béton :

C'est un matériau de construction reconstituant artificiellement la roche, composé de granulats, de sable, de ciment, d'eau et éventuellement d'adjuvants pour en modifier les propriétés. C'est le matériau de construction le plus utilisé au monde, que ce soit en bâtiment ou en travaux publics. Il présente une très bonne résistance à la compression. Par contre il a une mauvaise résistance à la traction.

- **Résistance du béton :**

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression, et sa résistance à la traction mesuré à « j » jour d'âge.

- **Résistance à la compression :**

Désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), elle est obtenue par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindriques normalisées (16.32) cm² dont la hauteur est double du diamètre et leurs sections est de 200 cm². Pour les ouvrages courants, on admet une résistance caractéristique à la compression à 28 jours égale à **30 MPa**.

$$\begin{cases} f_{cj} = \frac{j}{4.76+0.83j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} \leq 40\text{MPa} \\ f_{cj} = \frac{j}{1.4+0.95j} f_{c28} \rightarrow f_{c28} > 40\text{MPa} \end{cases}$$

- **Résistance à la traction :**

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs par plusieurs essais. Parmi ces essais on peut citer :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

1. Traction directe sur les cylindres précédents.
2. Traction par fendage en écrasant un cylindre de béton placé horizontalement entre les plateaux d'une presse (essai Brésilien).
3. Traction par flexion : A l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux et soumise à la flexion.

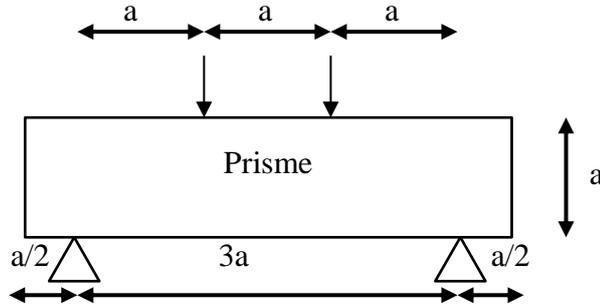


Figure I.1 : traction par flexion

La résistance caractéristique à la traction du béton à « j » jours, notée f_{tj} , est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06f_{cj} \quad (\text{MPa}) \quad [2]$$

Pour notre ouvrage, on utilise le même dosage de béton avec une résistance caractéristique à la compression $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ et à la traction $f_{t28} = 2.4 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation longitudinale du béton :**

Ce module est connu sous le nom de module de Young ou de module d'élasticité longitudinal; il est défini sous l'action des contraintes normale à courte et à longue durée.

- **Module de déformation instantané :**

Lorsque la contrainte appliquée est inférieure à 24 heures, il résulte un module égal à :

$$E_{ij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad [2].$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{i28} = 34179.56 \text{ MPa}$.

- **Module de déformation diffère :**

Lorsque la contrainte normale appliquée est de longue durée, et afin de tenir en compte l'effet de fluage du béton, on prend un module égal à :

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

$$E_{vj} = 3700^3 \sqrt{f_{cj}} \quad [2]$$

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 11496.76 \text{ MPa}$.

- **Coefficient de poisson :**

Il représente la variation relative de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\text{allongement relatif du cotés de la section}}{\text{raccourcissement relatif longitudinal}}$$

$v = 0.2$ → Pour le béton non fissuré (ELS)

$v = 0$ → Pour le béton fissuré (ELU)

- **Contraintes limites de calcul :**

En se référant au règlement du **BAEL 91(modifier 99)**, on distingue deux états limites :[2]

- **Etat limite ultime (E.L.U) :**

La contrainte limite à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{\theta \cdot \gamma_b} \quad \text{MPa}$$

Avec :

θ = coefficient des durées (t) de l'application d'action, donné par :

$$\begin{cases} \theta = 1 \text{ pour } t > 24 \text{ heures} \\ \theta = 0.9 \text{ pour } 1\text{h} < t < 24\text{h} \\ \theta = 0.8 \text{ pour } t \leq 1 \text{ heure} \end{cases}$$

γ_b = coefficient de sécurité

$$\gamma_b \begin{cases} 1.5 & \text{situations durables} \\ 1 & \text{situations accidentelle} \end{cases}$$

Le coefficient de minoration **0,85** a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligent le fluage du béton.

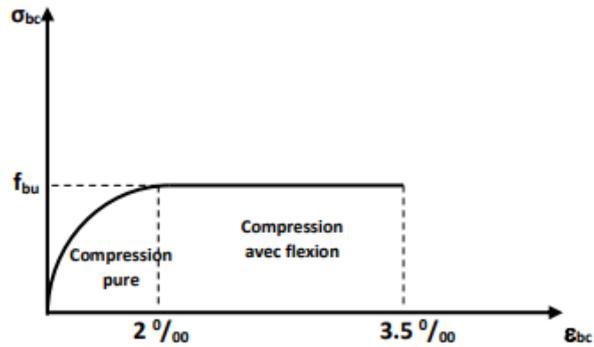


Figure I.2 : Diagramme des contraintes-déformations à l'ELU

Le diagramme **parabole rectangle** (Figure....) est utilisé dans le calcul relatif à l'état limite ultime de résistance, le raccourcissement relatif de la fibre la plus comprimée est limité à :

2‰ : en compression simple ou flexion composée avec compression.

3.5‰ : en flexion simple ou composée.

- Etat limite de service :

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

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

Pour : $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$ on trouve $\bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa}$

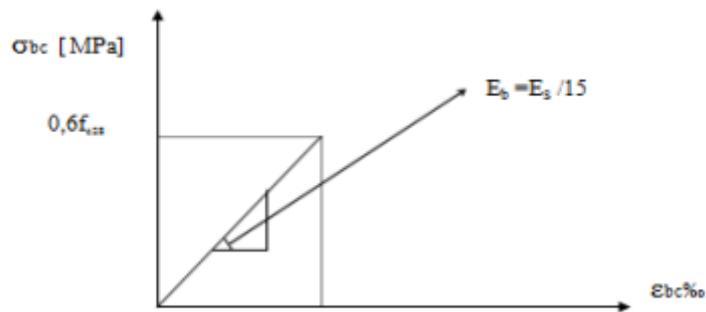


Figure I.3 : Diagramme contraintes – déformations du béton à l'ELS.

I.3.2 Acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, ils sont destinés à équilibrer les efforts de traction, et éventuellement de compression quand le béton ne pourrait supporter seul. Sont caractérisés par leurs limites élastiques f_e et leur module d'élasticité E .

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

Tableau I.1 : caractéristique des aciers

Type d'acier	Nomination	Symbole	Limite d'élasticité Fe [MPa]	Résistance à la rupture	Allongement relatif à rupture [%]	Coefficient de fissuration	Coefficient de [ψ] scellement
Aciers en barre	Rond lisse FeE235	R L	235	410-490	22 %	1	1
	Haute adhérence FeE400	H A	400	480	14 %	1.6	1.5
Acier en treillis	Treillis soudé (T S) TLE520 (Φ<6)	T S	520	550	8 %	1.3	1

- **Contraintes limite des aciers :**

- **Etat limite ultime :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} \text{ tel que } \begin{cases} \gamma_s = 1.15 & \text{situation durable} \\ \gamma_s = 1 & \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

Avec : $f_e = 500 \text{ MPa}$

$$\begin{cases} \sigma_s = 435 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation durable} \\ \sigma_s = 500 \text{ MPa} & \dots \dots \dots \text{situation accidentelle} \end{cases}$$

σ_s = Contrainte de l'acier.

γ_s = Coefficient de sécurité de l'acier.

ϵ_s = Allongement relatif de l'acier.

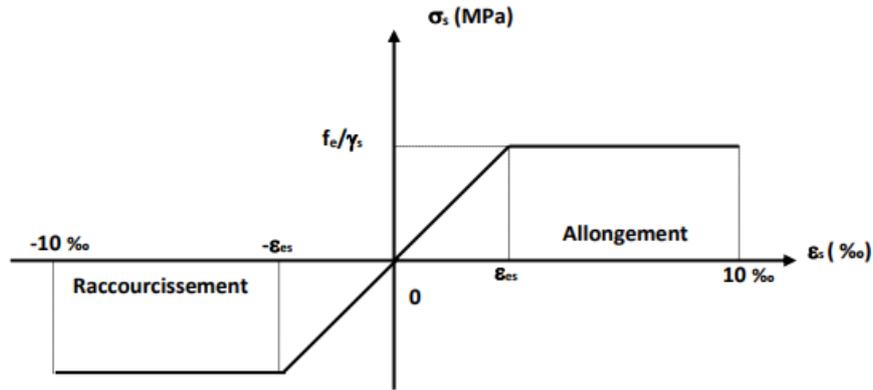


Figure I.4 : Diagramme des Contrainte –déformation pour les aciers.

- **Etat limite de service :**

La valeur de $\bar{\sigma}_s$ est donnée en fonction de la fissuration :

→ Fissuration Peu Préjudiciable : pas de vérification

→ Fissuration Préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{2}{3}f_e ; \max\{0,5 \cdot f_e ; 110\sqrt{\eta \times f_{t28}}\}\right)$

→ Fissuration très Préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \min\left(\frac{1}{2}f_e ; \max\{0,5 \cdot f_e ; 90\sqrt{\eta \times f_{t28}}\}\right)$

Avec :

$$\eta = \text{coefficient de fissuration} \begin{cases} \eta = 1 & \text{pour les ronds lisses (RL)} \\ \eta = 1.6 & \text{pour les armateurs à haute adhérence (HA)} \end{cases}$$

- **Allongement de rupture :**

ϵ_s = Allongement de l'acier à l'ELU égale à 10‰.

- **Module de l'élasticité longitudinal :**

Le module d'élasticité de l'acier est la pente du diagramme contraintes –déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2.1 \cdot 10^5$ MPa

- **Coefficient d'équivalence :**

Le coefficient d'équivalence noté « n » est donné par la formule suivante :

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

CHAPITRE I : PRESENTATION DE L'OUVRAGE

n = coefficient d'équivalence

E_s = module de déformation de l'acier

E_b = module de déformation du béton

- **Les hypothèses de calcul aux états limites :**

- **Hypothèse de calcul à l'E.L.U :**

H1 : Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

H2 : Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\epsilon_{bc}=3,5\%$ dans le cas de la flexion simple ou composée et de 2 % dans le cas de la compression simple.

H5 : L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10%.

- **Hypothèse de calcul à l'E.L.S :**

H1 : Conservation des sections planes.

H2 : Glissement entre l'acier et le béton est négligeable.

H3 : Le béton tendu est négligé dans le calcul.

H4 : Les contraintes de compressions du béton, et de leurs déformations élastiques :

$$\sigma_b = E_b * \epsilon_b$$

$$\sigma_s = E_s * \epsilon_s$$

H5 : Par convention le coefficient d'équivalence entre l'acier et le béton est :

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

Chapitre II :
Prédimensionnement des
éléments
structuraux

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.1 Introduction

Le Prédimensionnement a pour but de définir les dimensions des différents éléments de la structure. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du **RPA 99/Version2003**, **BAEL 91**, **CBA93**. Le pré dimensionnement est basé sur le principe de la descente de charge, pour déterminer l'effort revenant à chaque élément porteur dû à la charge et surcharge verticale qui agissent directement sur la stabilité et la résistance de l'ouvrage, et des formules empiriques utilisées par les règlements en vigueur.

II.2 Pré-dimensionnement des poutres

Ce sont des éléments horizontaux en béton armé coulés sur place, leur rôle est de reprendre les charges et les surcharges des planchers et les transmettre aux éléments verticaux (poteaux et voiles). On distingue deux types de poutres :

- Les poutres principales : reçoivent les charges transmises par les poutrelles et les réparties aux poteaux sur lesquels ces poutres reposent.
- Les poutres secondaires : reliant les portiques entre eux pour ne pas basculées.

Selon les règles **BAEL 91, modifiées 99**, les poutres seront pré-dimensionnées suivant la condition de la flèche (Critère de rigidité) :

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

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

Tel que :

h : La hauteur de la poutre.

b : Largueur de la poutre.

L : Longueur maximal de la poutre.

Vérification des dimensions des poutres **selon RPA 99 V.2003** (Règles Parasismiques Algériennes) :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\begin{cases} \mathbf{b} \geq 20\text{cm} \\ \mathbf{h} \geq 30\text{cm} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} \leq 4 \end{cases}$$

II.2.1 Poutre principale (Poutre porteuse):

Travée maximale dans le sens longitudinal : «entre nus des appuis» :

$$L = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$$

$$\frac{520}{15} = 34.67\text{cm} \leq \mathbf{h} \leq \frac{520}{10} = 52\text{cm}$$

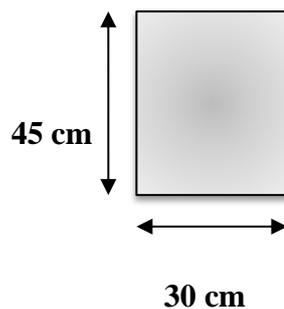
Donc on prend: **h = 45 cm**

$$0.3 \times 45 \leq \mathbf{b} \leq 0.7 \times 45$$

$$13.5 \text{ cm} \leq \mathbf{b} \leq 31.5 \text{ cm}$$

Donc on prend: **b = 30 cm**

$$\begin{cases} \mathbf{b} = 30\text{cm} \geq 20\text{cm} \\ \mathbf{h} = 40\text{cm} \geq 30\text{cm} \\ \frac{\mathbf{h}}{\mathbf{b}} = 1.33 \leq 4 \end{cases} \quad \text{Conditions vérifiées.}$$



II.2.2 Poutre secondaire :

Travée maximale dans le sens transversale : «entre nus des appuis» :

$$L = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$$

$$\frac{520}{15} = 34.67\text{cm} \leq \mathbf{h} \leq \frac{520}{10} = 52\text{cm}$$

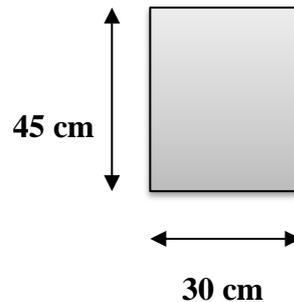
CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Donc on prend: $h = 45\text{cm}$

$$0.3 \times 45 \leq b \leq 0.7 \times 45$$

$$13.5\text{cm} \leq b \leq 31.5\text{cm}$$

Donc on prend: $b = 30\text{cm}$



Vérification des dimensions des poutres selon **RPA 99V.2003** :

$$\begin{cases} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \\ h = 45 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \\ \frac{h}{b} = 1.5 \leq 4 \end{cases} \quad \text{Condition vérifiée}$$

II.3 Pré-dimensionnement des planchers

Les planchers sont des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et peuvent reposer sur 2,3 et 4 appuis.

Ils sont conçus afin de supporter leurs poids propres et les surcharges d'exploitation et assurer l'isolation thermique et phonique.

Lorsqu'on veut dimensionner la structure, lors de l'avant-projet ou pour la descente de charge, on peut utiliser les formules approchées suivantes :

II.3.1 Plancher à corps creux :

Condition de la flèche :

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

$$L = 550 - 30 = 520 \text{ cm}$$

$$\frac{520}{25} = 20.8 \text{ cm} \leq h_t \leq \frac{520}{20} = 26 \text{ cm}$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Donc : $h_t = 21\text{cm}$ (16+5) cm

16cm : hauteur du corps creux.

5cm : épaisseur de la dalle de compression.

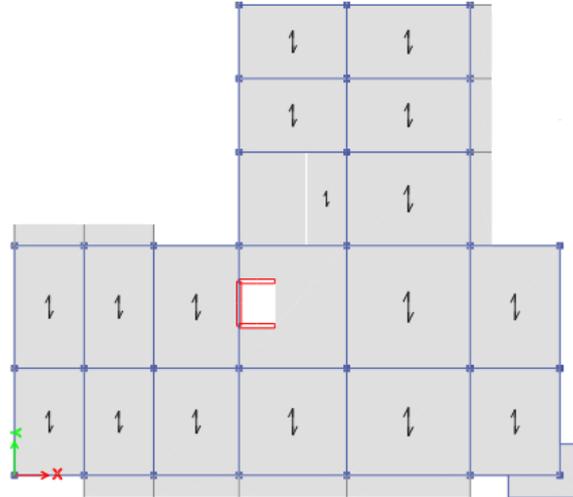


Figure II.1 : Direction des poutrelles.

II.3.2 Dalle pleine :

Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion. L'épaisseur des dalles dépend aussi bien des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance :

- **Résistance de feu :**

- ✓ $e = 7\text{ cm}$ Pour une heure de coup de feu.
- ✓ $e = 11\text{ cm}$ Pour deux heures de coup de feu.
- ✓ $e = 17,5\text{ cm}$ Pour quatre heures de coup de feu.

On adopte $e = 15\text{cm}$

- **Isolation phonique :**

Selon **CBA93** (Règles de conception et de calcul des structures en béton armé) l'épaisseur du plancher $e \geq 13\text{cm}$ pour obtenir une bonne isolation phonique.

On limite donc notre épaisseur à : $e = 15\text{ cm}$.

- **Résistance à la flexion :**

- ✓ Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$ [5]
- ✓ Dalle reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{L_x}{50} \leq e \leq \frac{L_x}{40}$ [5]

L_x : est la petite portée du panneau le plus sollicité.

La dalle se reposant sur deux appuis donc :

$$\frac{L_x}{35} \leq e \leq \frac{L_x}{30}$$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$L_x = 480 - 30 = 450 \text{ cm}$$

$$\frac{450}{35} = 12.86 \text{ cm} \leq e \leq \frac{450}{30} = 15 \text{ cm}$$

D'après les conditions précédentes, on optera une épaisseur $e = 15\text{cm}$ pour toutes les dalles pleines.

II.4 Evaluations des charges et surcharges [3]

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

- **Charge permanente :**

II.4.1 Plancher de l'étage courant :

a. Dalle corps creux :

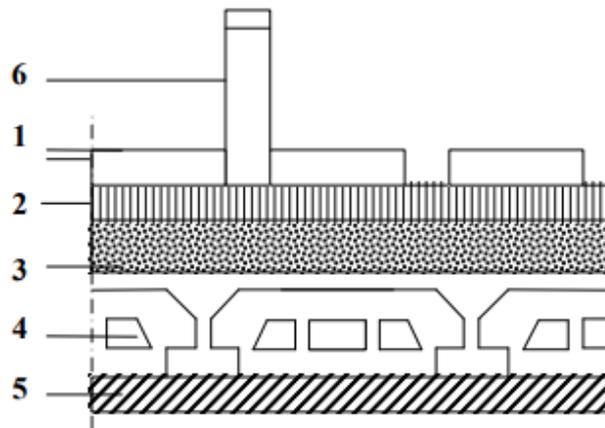


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

Tableau II.1 : Les charges permanentes du plancher étage courant corps creux

Elément		Epaisseur (cm)	Masse Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1	Dalle de sol	1	20	0.2
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de Sable fin	3	18	0.54
4	Corps creux + dalle de compression	(16+5)	/	3.05
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Cloisons de séparation	1 kN/m ²		
G = 5,39 kN/m²				

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

b. Dalle pleine :

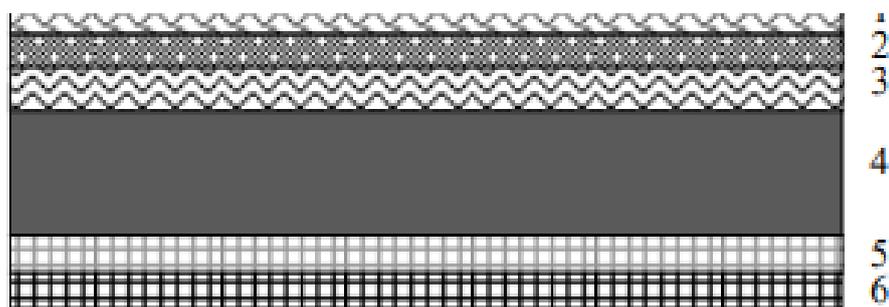


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à dalle pleine.

Tableau II.2 : Charge permanente du plancher courant à dalle pleine

Elément	Epaisseur (cm)	Masse Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)	
1	Dalle de sol	1	22	0.22
2	Mortier de pose	2	20	0.4
3	Lit de Sable fin	3	18	0.54
4	Dalle pleine	15	25	3.75
5	Enduit de plâtre	2	10	0.2
6	Cloisons de séparation	1 kN/m ²		
G = 6,11 kN/m²				

II.4.2 Balcon :

Tableau II.3 : Charge permanente de la dalle pleine (Balcon)

Elément	Epaisseur (cm)	Masse volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
Dalle de sol	1	22	0.22
Mortier de pose	2	20	0.4
Enduit de plâtres	2	12	0.24
Dalle pleine	15	25	3.75
Couche de sable	2	18	0.36
G = 4.97 kN/m²			

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.4.3 Plancher terrasse inaccessible :

a. Dalle en corps creux :

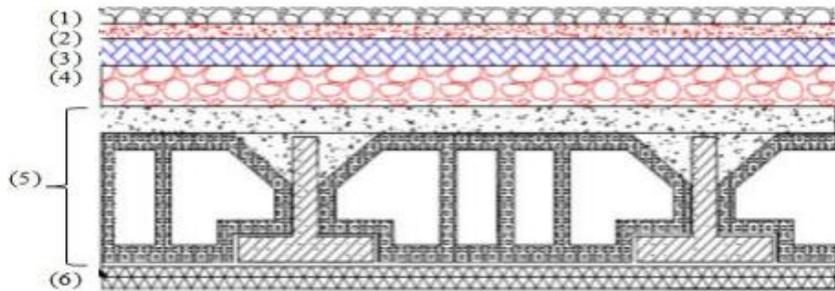


Figure II.4 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

Tableau II.4 : Charge permanente de la dalle en corps creux.

Elément		Epaisseur (cm)	Masse Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1	Protection en gravillon (roulé)	5	20	1
2	Étanchéité multicouche	5	/	0.12
3	Forme de pente	10	22	2.2
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Corps creux + dalle de compression	(16+5)	/	3.05
6	Enduit en plâtre	2	10	0.2
G = 6,73 kN/m²				

b. Dalle pleine :

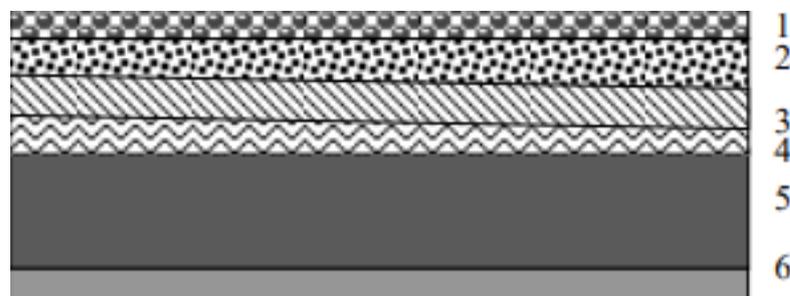


Figure II.5 : Coupe verticale du plancher terrasse à dalle pleine

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau II.5 : Charge permanente de la dalle pleine

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1	Protection en gravillon (roulé)	5	20	1
2	Étanchéité multicouche	5	/	0.12
3	Forme de pente	10	22	2.2
4	Isolation thermique	4	4	0.16
5	Dalle pleine	15	25	3.75
6	Enduit en plâtre	2	10	0.2
G = 7,43 kN/m²				

II.4.4 Maçonnerie :

a. Mur extérieur à double cloison :

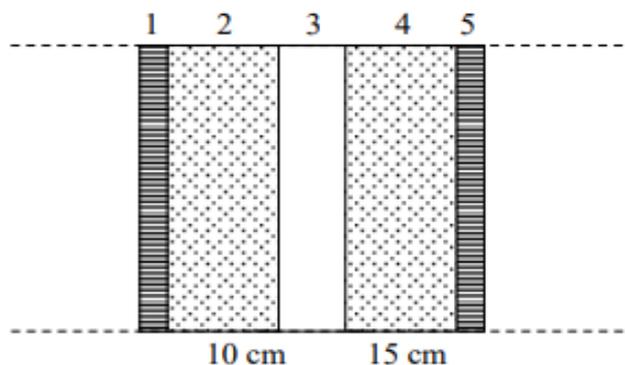


Figure II.6 : Constituants d'un mur extérieur.

Tableau II.6 : Composition de Mur extérieur

	Elément	Epaisseur (cm)	Masse Volumique (kN/m ³)	Masse surfacique (kN/m ²)
1	Enduit intérieur au plâtre	5	20	1
2	Brique creux	5	/	0.12
3	L'âme d'air	10	22	2.2
4	Brique creux	4	4	0.16
5	Enduit extérieur au ciment	15	25	3.75
G = 2.81 kN/m²				

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.4.5 Acrotère :

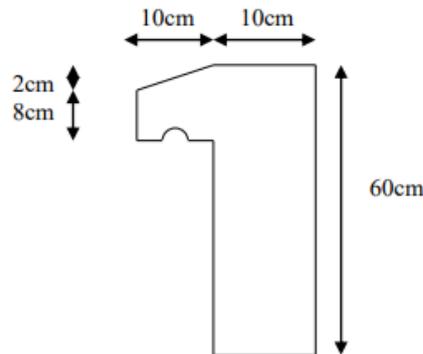


Figure II.7 : Dimensions de l'acrotère.

Le poids propre de l'acrotère pour 1 ml est de :

$$\mathbf{G} = \rho_b \times \mathbf{S}$$

ρ_b : Le poids volumique du béton tel que $\rho_b = 25 \text{ kN/m}^3$

\mathbf{S} : La surface transversale totale.

$$\mathbf{S}_{\text{total}} = \mathbf{S}_1 + \mathbf{S}_2 - \mathbf{S}_3 = \left[(0.6 \times 0.1) + (0.1 \times 0.1) - \left(\frac{0.02 \times 0.1}{2} \right) \right]$$

$$\mathbf{S}_{\text{total}} = 0.069 \text{ m}^2$$

- D'où le poids propre de l'acrotère :

$$\mathbf{G}_1 = (0.069 \times 25) = 1.725 \text{ kN/m}$$

- Le poids des enduits au ciment ($e_p=2\text{cm}$) :

$$\mathbf{G}_2 = [(0.1+0.6) \times 2 \times 0.02 \times 15] = 0.42 \text{ kN/m}$$

- Le poids total de l'acrotère :

$$\mathbf{G} = \mathbf{G}_1 + \mathbf{G}_2 = 2.145 \text{ kN/m}$$

- **Charge d'exploitation : [3]**

Vu la nature des planchers et leur usage, on distingue les charges d'exploitation :

- Acrotère (main courante) $Q = 1,0 \text{ kN/ml}$
- Plancher terrasse (inaccessible) $Q = 1,0 \text{ kN/m}^2$
- Plancher à usage habitation $Q = 1,5 \text{ kN/m}^2$
- Plancher à usage commerce $Q = 5 \text{ kN/m}^2$
- Escaliers $Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$
- Balcon $Q = 3,5 \text{ kN/m}^2$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

II.5 Pré-dimensionnement des poteaux :

- Les poteaux sont des éléments porteurs verticaux ; en béton armé ; ils participent à la reprise des efforts sismiques et les charges verticales (permanentes et exploitation).
- Chaque type de poteau est affecté de la surface du plancher chargé qui lui revenant ; et on utilise un calcul basé sur la descente de charge.
- Nous appliquerons la loi de dégression des charges d'exploitation.

1. Étapes de calcul de pré dimensionnement :

- Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- Évaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le « RPA99 version 2003 ». [1]
- Vérification préliminaire de l'effort normal réduit.

2. 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.

Q : Charge d'exploitation.

Lorsque le nombre d'étage est supérieur à cinq ($n \geq 5$) on applique la loi suivante :

$$Q_0 + \frac{3+n}{2n} (Q_1 + Q_2 + \dots + Q_n) \text{ donnée par [DTR B.C.2.2] [3]}$$

n : numéro d'étage à partir du sommet du bâtiment.

Q₀ : la structure d'exploitation sur la terrasse.

Q₁, Q₂ ..., Q_n : les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.

Le tableau suivant donne la charge d'exploitation supporté par le poteau le plus chargé :

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau II.7 : Dégression des surcharges pour le poteau

Niveau	Qi (kN/m ²)	Charge d'exploitation	Σ Charge d'exploitation	Q _{cumulé} (kN)
N1	Q0	1	Q0	1
N2	Q1	1.5	Q0 + Q1	2.5
N3	Q2	1.5	Q0 + 0.95 (Q1+Q2)	3.85
N4	Q3	1.5	Q0 + 0.9 (Q1+Q2+Q3)	5.05
N5	Q4	1.5	Q0+0,85(Q1+Q2+Q3+Q4)	6.1
N6	Q5	1.5	Q0+0,80(Q1+.....+Q5)	7
N7	Q6	1.5	Q0+0,75(Q1+.....+Q6)	7.75
N8	Q7	1.5	Q0+0,714(Q1+.....+Q7)	8.497
N9	Q8	1.5	Q0+0,687(Q1+.....+Q8)	9.244
N10	Q9	1.5	Q0+0,667(Q1+.....+Q9)	10.0045
RDC	Q10	5	Q0+0,65(Q1+.....+Q10)	13.025
S-SOL	Q11	2.5	Q0+0,636(Q1+.....+Q11)	14.356

3. Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple par la formule suivante :

$$N_u \leq \alpha \left(\frac{B_r f_{c28}}{0.9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right) \quad [2]$$

Tel que :

N_u : effort normal ultime (compression) = 1,35G+1,5Q

α : Coefficient de sécurité du flambement il est fonction de l'élançement mécanique λ du poteau.

λ: élançement d'EULER ($\lambda = \frac{l_f}{i}$).

l_f : longueur de flambement.

i : rayon de giration = $\sqrt{\frac{I}{B}}$.

I : moment d'inertie de la section par rapport à l'axe passant par son centre de gravité et perpendiculaire au plan de flambement

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

$$\left(\frac{b \cdot h^3}{12}\right).$$

B : surface de la section du béton

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_eE500 MPa**).

f_{c28} : contrainte caractéristique du béton à 28 jours (**f_{c28} = 30MPa**).

A_s : section d'acier comprimée.

B_r : Section réduite du poteau $(a-2)^2 \text{ cm}^2 = (a-0.02) \text{ m}^2$.

➤ Selon le « BAEL 91 modifié 99 » :

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

$$\alpha = \frac{0.85}{\left(1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2\right)} \quad \text{pour} \quad \lambda \leq 50$$

$$\alpha = 0.6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{pour} \quad 50 \leq \lambda \leq 70$$

Pour les poteaux, il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708$

On tire de l'équation la valeur de **B_r** :

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha + \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{0.01 \times f_e}{\gamma_s} \right]}$$

Pour le calcul on prend le poteau plus sollicité qui supporte la plus grande surface.

4. Calcul des différents points :

a. POTEAU INTERMEDIAIRE : (P_{E-2})

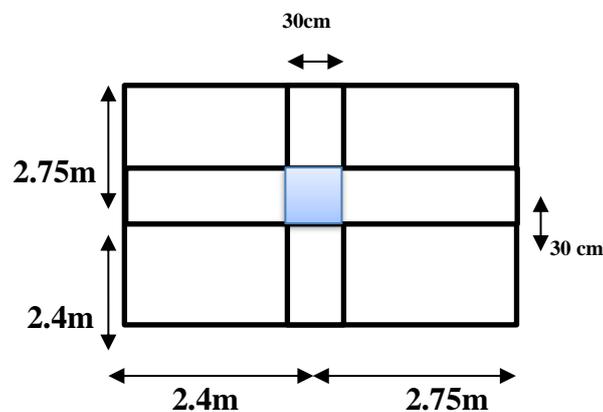


Figure II.8 : POTEAU CENTRAL

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

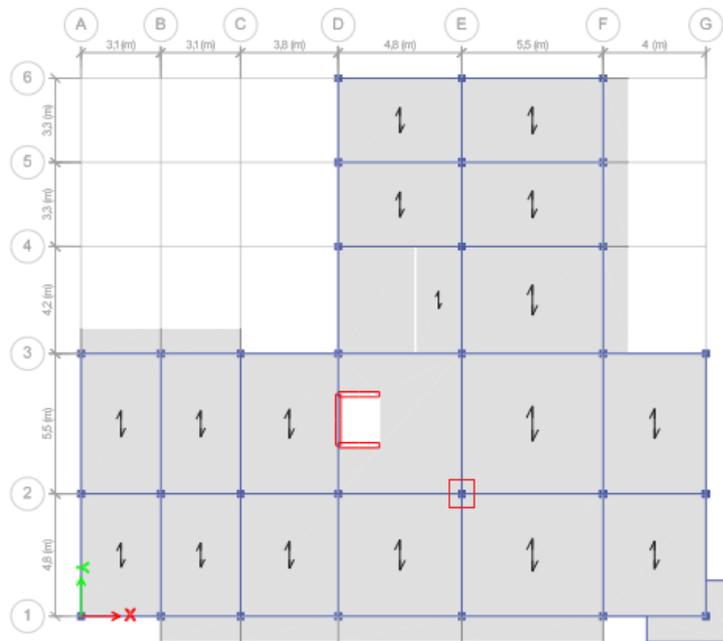


Figure II.9 : Disposition de poteau central

$$S = \left(\frac{5.5}{2} + \frac{4.8}{2} \right) \times \left(\frac{5.5}{2} + \frac{4.8}{2} \right) = 26.52 \text{ m}^2$$

$$L_{pp} = \left(\frac{5.5}{2} + \frac{4.8}{2} \right) - 0.3 = 4.85 \text{ m}$$

$$L_{ps} = \left(\frac{5.5}{2} + \frac{4.8}{2} \right) - 0.3 = 4.85 \text{ m}$$

- **Poids propre des poutres :**

- **Poutre porteuse :** $[(0.45-0.2) \times (0.3)] \times 4.85 \times 25 = 9.09 \text{ kN}$
- **Poutre non porteuse :** $[(0.45-0.2) \times (0.3)] \times 4.85 \times 25 = 9.09 \text{ kN}$

- **Poids propre des poteaux :**

- **Poteau terrasse:** $0.3 \times 0.3 \times (3.06-0.45) \times 25 = 5.87 \text{ kN}$
- **Poteau s-sol :** $0.3 \times 0.3 \times (2.59-0.45) \times 25 = 4.815 \text{ kN}$
- **Poteau des étages restants :** $0.3 \times 0.3 \times (3.06-0.45) \times 25 = 5.87 \text{ kN}$

- **Poids propre des planchers :**

- **Plancher inaccessible :** $26.52 \times 6.73 = 178.48 \text{ kN}$
- **Plancher courant :** $26.52 \times 5.39 = 142.94 \text{ kN}$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- Dalle pleine accessible : $26.52 \times 6.11 = 162.04 \text{ kN}$

5. Choix des sections des poteaux :

$$\sigma = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1.15} = 434.78 \text{ Mpa}$$

$$\lambda = 35 \text{ Donc } a = b$$

$$B_r = (a-2)^2$$

$$f_{bc} = \frac{0.85}{\gamma_b} f_{c28} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ Mpa}$$

$$\lambda < 50$$

$$\text{D'où } \alpha = \frac{0.85}{1+0.2\left(\frac{35}{35}\right)^2} = 0.708$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{\alpha + \left[\frac{f_{c28}}{0.9\gamma_b} + \frac{0.01 \times f_e}{\gamma_s} \right]}$$

$$B_r \geq \frac{N_u}{0.708 + \left[\frac{30}{0.9 \times 1.5} + \frac{0.01 \times 500}{1.15} \right]}$$

$$B_r \geq 0.053 \times 10^{-3} \times N_u$$

$$(a - 0.02)^2 \geq 0.053 \times 10^{-3} N_u$$

$$a \geq \sqrt{0.3241 \times 10^{-3} N_u} + 0.02$$

Tableau II.8 : Descente des charges du poteau

Etages	Niveau	Désignation des éléments	G (kN)	Q (kN)
10 ^{ème}	N ₁	*Terrasse inaccessible	178.48	26.52
		*Poutre principal	9.09	
		*Poutre secondaire	9.09	
		*Poteau	5.87	

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

		*Total	202.53	
9^{ème}	N₂	*Revenant de niveau 1	202.53	66.3
		*Plancher étage courant	142.94	
		*Poutre principal	9.09	
		*Poutre secondaire	9.09	
		*Poteau	5.87	
		*Total	369.52	
8^{ème}	N₃	Total	536.51	102.102
7^{ème}	N₄	Total	703.5	133.926
6^{ème}	N₅	Total	870.49	161.772
5^{ème}	N₆	Total	1037.48	185.64
4^{ème}	N₇	Total	1204.47	205.53
3^{ème}	N₈	Total	1371.46	225.34
2^{ème}	N₉	Total	1538.45	245.15
1^{er}	N₁₀	Total	1705.44	265.32
RDC	N₁₁	Total	1872.43	345.423
S-SOL	N₁₂	*Plancher dalle pleine s-sol	162.04	380.72
		*Poutre principal	9.09	
		*Poutre secondaire	9.09	
		*Poteau s-sol	4.815	
Total	Σ	Total	2057.465	380.72

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

Tableau II.9 : Choix des sections des poteaux

Etages	G (kN)	G _{cum} (kN)	Q (kN)	Q _{cum} (kN)	N _u (kN)	a (m)	a=b (cm)	min RPA	Choix
10 ^{ème}	202,53	202,53	1	26,52	313,20	0,149	14,9	30	30×30
9 ^{ème}	166,99	369,52	2,5	66,3	598,30	0,198	19,8	30	30×30
8 ^{ème}	166,99	536,51	3,85	102,10	877,44	0,236	23,6	30	30×30
7 ^{ème}	166,99	703,5	5,05	133,93	1150,61	0,267	26,7	30	30×30
6 ^{ème}	166,99	870,49	6,1	161,77	1417,82	0,294	29,4	30	30×30
5 ^{ème}	166,99	1037,48	7	185,64	1679,06	0,318	31,8	30	35×35
4 ^{ème}	166,99	1204,47	7,75	205,53	1934,33	0,340	34	30	35×35
3 ^{ème}	166,99	1371,46	8,497	225,34	2189,48	0,361	36,1	30	40×40
2 ^{ème}	166,99	1538,45	9,244	245,15	2444,63	0,380	38	30	40×40
1 ^{er}	166,99	1705,44	10,0045	265,32	2700,32	0,398	39,8	30	40×40
RDC	166,99	1872,43	13,025	345,42	3045,915	0,422	42,2	30	45×45
S-SOL	185,035	2057,465	14,356	380,72	3348,66	0,441	44,1	30	45×45

Vérification de critère de résistance :

$$f_{bc} = \frac{0.85 \times f_{c28}}{1.5} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\frac{N_u}{B_r} \leq 17 \text{ MPa}$$

Tableau II.10 : Vérification de critère de résistance de poteau

Etages	N _u (kN)	B _r (cm)	N _u /B _r (MPa)	conditions
10 ^{ème}	313,20	30×30	3,47995	vérifié
9 ^{ème}	598,30	30×30	6,6478	vérifié
8 ^{ème}	877,44	30×30	9,74935	vérifié
7 ^{ème}	1150,61	30×30	12,7846	vérifié
6 ^{ème}	1417,82	30×30	15,75355	vérifié
5 ^{ème}	1679,06	35×35	13,7065959	vérifié

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

4 ^{ème}	1934,33	35×35	15,7904449	vérifié
3 ^{ème}	2189,48	40×40	13,6842604	vérifié
2 ^{ème}	2444,63	40×40	15,2789614	vérifié
1 ^{er}	2700,32	40×40	16,8770188	vérifié
RDC	3045,915	45×45	15,0415556	vérifié
S-SOL	3348,66	45×45	16,5365898	vérifié

- **Vérification du critère de l'effort normal réduit :**

L'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,3 \quad [1]$$

B_c = Section de poteau

N_d = G + Q

Tableau II.11 : Choix des poteaux avec vérification de l'effort normal réduit.

Etages	N_d (kN)	Choix (cm ²)	aire (mm)	v	observation
10 ^{ème}	229,05	30×30	90000	0,08483333	vérifié
9 ^{ème}	435,82	30×30	90000	0,16141481	vérifié
8 ^{ème}	638,61	30×30	90000	0,23652296	vérifié
7 ^{ème}	837,43	30×30	90000	0,31015778	non vérifié
6 ^{ème}	1032,26	30×30	90000	0,38231926	non vérifié
5 ^{ème}	1223,12	35×35	122500	0,33282177	non vérifié
4 ^{ème}	1410,00	35×35	122500	0,38367347	non vérifié

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

3^{ème}	1596,80	40×40	160000	0,33266676	non vérifié
2^{ème}	1783,60	40×40	160000	0,37158352	non vérifié
1^{er}	1970,76	40×40	160000	0,41057486	non vérifié
RDC	2217,85	45×45	202500	0,36507868	non vérifié
S-SOL	2438,19	45×45	202500	0,40134751	non vérifié

La condition de l'effort normal réduit n'est pas vérifiée dans certains étages, il faut donc, augmenter les dimensions des poteaux déjà existants.

Tableau II.12 : Vérification d'effort normal réduit

Etages	N_d (kN)	Choix (cm²)	aire (mm)	v	observation
10^{ème}	229,05	30×30	90000	0,08483333	vérifié
9^{ème}	435,82	30×30	90000	0,16141481	vérifié
8^{ème}	638,61	30×30	90000	0,23652296	vérifié
7^{ème}	837,43	35×35	122500	0,22787102	vérifié
6^{ème}	1032,26	35×35	122500	0,28088762	vérifié
5^{ème}	1223,12	40×40	160000	0,25481667	vérifié
4^{ème}	1410,00	40×40	160000	0,29375	vérifié
3^{ème}	1596,80	45×45	202500	0,26284781	vérifié
2^{ème}	1783,60	45×45	202500	0,29359685	vérifié
1^{er}	1970,76	50×50	250000	0,26276791	vérifié
RDC	2217,85	50×50	250000	0,29571373	vérifié
S-SOL	2438,19	50×50	302500	0,26867065	vérifié

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

- **Vérification de la section à ELS :**

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

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{B + \eta A_s}$$

Avec :

N_{ser} : Effort normal à l'ELS

$$N_{\text{ser}} = N_G + N_Q$$

B : Section de béton du poteau.

A_s : Section des armatures ($A_s = 1\% B$).

η : Coefficient d'équivalence ($\eta = \frac{E_s}{E_b} = 15$)

σ_{ser} : Contrainte de compression à l'ELS.

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

$$\sigma_{\text{ser}} = \frac{N_{\text{ser}}}{1.15B} \leq 0.6f_{c28}$$

$$0.6f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

Tableau II.13 : Vérification de contrainte de compression à l'ELS

Etages	Nser (kN)	Choix (cm ²)	Br (mm ²)	σ_{ser}	Observation
10 ^{ème}	229,05	30×30	90000	2,21304348	CV
9 ^{ème}	435,82	30×30	90000	4,21082126	CV
8 ^{ème}	638,612	30×30	90000	6,17016425	CV
7 ^{ème}	837,426	35×35	122500	5,9444614	CV
6 ^{ème}	1032,262	35×35	122500	7,32750311	CV
5 ^{ème}	1223,12	40×40	160000	6,6473913	CV

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

4 ^{ème}	1410	40×40	160000	7,66304348	CV
3 ^{ème}	1596,80044	45×45	202500	6,85689937	CV
2 ^{ème}	1783,60088	45×45	202500	7,65904833	CV
1 ^{er}	1970,75934	50×50	250000	6,8548151	CV
RDC	2217,853	50×50	250000	7,7142713	CV
S-SOL	2438,18612	50×50	302500	7,00879948	CV

II.6 Pré dimensionnements des voiles :

a. Introduction :

Les voiles sont des éléments rigides en béton armé destinés, d'une part à assurer la stabilité de l'ouvrage sous l'effet des charges horizontales, d'autre part à reprendre une partie des charges verticales.

b. Coupe de voile en élévation :

L'épaisseur minimale est de 15cm, de plus, l'épaisseur doit être terminée ces fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités comme indique à la figure suivante :

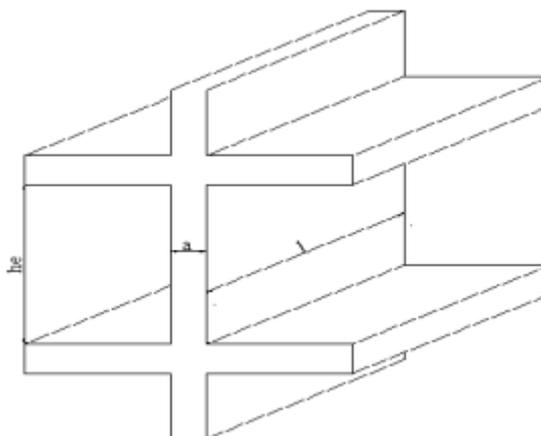


Figure II.10 : Schéma de voile

S'agissant de notre projet on a pour $a \geq \frac{h_e}{20}$

CHAPITRE II : PREDIMENSIONNEMENT DES ELEMENTS STRUCTURAUX

h_e : la hauteur libre d'étage.

$$h_e = h_{\text{étage}} - h_{\text{poutre}}$$

Tableau II.14 : l'épaisseur des voiles.

	RDC	Etage courant	S-SOL
h_e (cm)	306 - 45	306 - 45	259 - 45
a (cm)	13,05	13,05	10,7

Donc on prend une épaisseur constante pour tous les voiles: **a = 15 cm.**

Chapitre III :

Calcul des

éléments

secondaire

III.1 Les escaliers

Un escalier est une structure composée de marches qui permettent de passer d'un niveau à un autre dans un bâtiment ou une construction. Les escaliers sont conçus pour supporter le poids des utilisateurs et de leur chargement et doivent être construits selon des normes de sécurité et de réglementation en vigueur. Les escaliers peuvent être fabriqués à partir de différents matériaux tels que le béton, l'acier, le bois ou la pierre, et leur conception dépendra du contexte de leur utilisation, de l'espace disponible et des besoins spécifiques des utilisateurs.

III.1.1 Définition les éléments d'un escalier

- Un escalier est caractérisé par :
- **La marche** : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M).
- **La contre marche** : la partie verticale des gradins (CM).
- **La hauteur** ou la montée d'un escalier (H).
- **La hauteur** d'une marche (h).
- **Le giron** : la largeur de la marche (g).
- **L'embranchement** : la largeur de la volée.
- **La volée** : suite ininterrompue des marches.
- **La paillasse** : le support des marches.
- **Le palier** : la partie horizontale entre les volés.

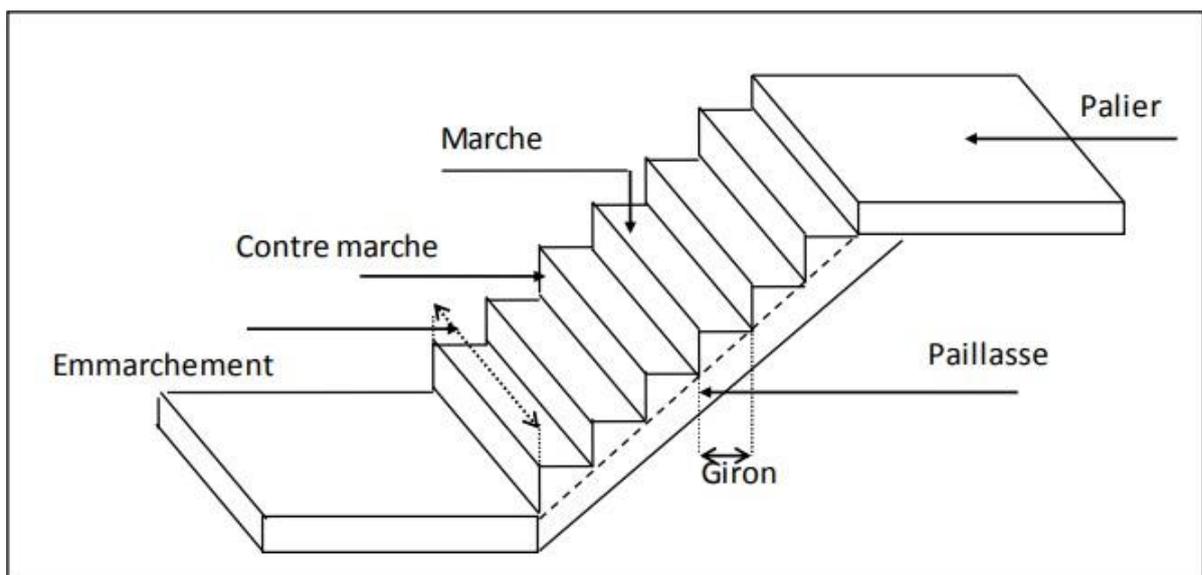


Figure III.1 : Les éléments d'un escalier

III.1.2 Détermination nombre de marches

a. Relation de Blondel :

Pour un escalier confortable on doit avoir :

$$2h + g = 64\text{cm}$$

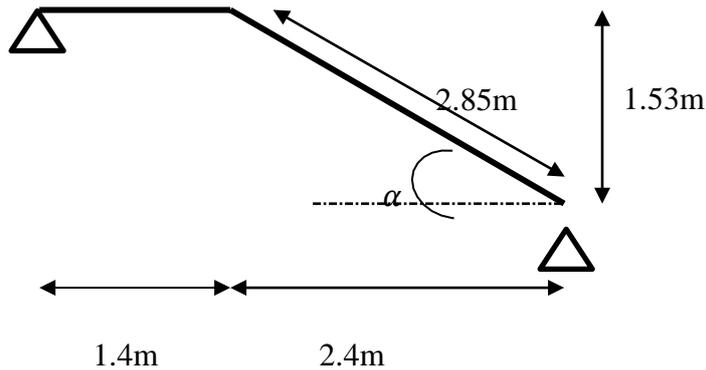


Figure III.2 : Schéma statique de l'escalier.

b. L'inclinaison de la volée :

$$\tan a = \frac{1.53}{2.4} \Rightarrow a = 32.52^\circ$$

- **(n-1)** : Nombre de marches.
- **n** : Nombre de contre marches.
- **h** : Hauteur de la marche
- **g** : Largeur de la marche (giron).
- **L** : Portée en plan de la volée ($L = 2.4 \text{ m}$)
- **H** : Hauteur entre les faces supérieures de deux paliers successifs.

Pour un bâtiment d'habitation, on prend : $(g+2h) = 64$

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

$$64 n^2 - n (64 + 2 \times 153 + 240) + 2 \times 1.53 = 0$$

$$64 n^2 - 610 n + 306 = 0$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\Delta = 610^2 - 4(64 \times 306) = 293764$$

$$n_1 = \frac{610 - \sqrt{293764}}{2 \times 64} = 0.53$$

$$n_2 = \frac{610 + \sqrt{293764}}{2 \times 64} = 9$$

On prend le nombre de marche **n = 9**

Le nombre de contre marche **n-1 = 8**

$$\text{Avec : } \mathbf{h} = \frac{H}{n} = \frac{153}{10} = 15.3 \Rightarrow \mathbf{h} = 17 \text{ cm}$$

$$\mathbf{g} = \frac{L}{n-1} = \frac{240}{8} = 30 \Rightarrow \mathbf{g} = 30 \text{ cm}$$

c. Les vérifications de l'équation de BLONDEL :

$$14\text{cm} \leq \mathbf{h} \leq 17\text{cm} \quad \mathbf{CV}$$

$$24\text{cm} \leq \mathbf{g} \leq 30\text{cm} \quad \mathbf{CV}$$

$$(2*17) + 30 = 64 \text{ cm} \qquad 58 < 64 \leq 64$$

d. Détermination de l'épaisseur :

$$\frac{l}{30} \leq \mathbf{e} \leq \frac{l}{20}$$

$$l = 1.4 + 2.85 = 4.25 \text{ m}$$

$$\frac{425}{30} \leq \mathbf{e} \leq \frac{425}{20} \Rightarrow 14.16 \leq \mathbf{e} \leq 21.25$$

Donc on prend **e = 15 cm**

III.1.3 Evaluation des charges

Les charges permanentes **G** et les surcharges d'exploitations **Q** sont évaluées selon le **D.T.R.B.C.22**

a. Charge permanente :

- Paillasse :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.1 : Les charges de Paillasse

Elément	Masse surfacique (kN)
Poids propre de la paillasse	$\frac{25 \times 0.15}{\cos 32.52} = 4.45 \text{ kN/m}^2$
Horizontale	
Dalle de sol (e = 1cm)	$0.01 \times 20 = 0.2 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose (e = 2cm)	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
Verticale	
Dalle de sol (e = 1cm)	$0.01 \times 20 = 0.2 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose (e = 3cm)	$0.03 \times 20 = 0.6 \text{ kN/m}^2$
Enduit en ciment	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ kN/m}^2$
Poids propre de la marche	$\frac{22 \times 0.17}{2} = 1.87 \text{ kN/m}^2$
Garde-corps	1 kN/m^2
$\Sigma G = 9.08 \text{ kN/m}^2$	
$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$	

- Palier :

Tableau III.2 : Les charges de palier.

Elément	Masse surfacique (kN)
Dalle de sol (e = 1cm)	$0.01 \times 20 = 0.2 \text{ kN/m}^2$
Mortier de pose (e = 2cm)	$0.02 \times 20 = 0.4 \text{ kN/m}^2$
Lit de sable (e = 3cm)	$0.03 \times 18 = 0.54 \text{ kN/m}^2$
Dalle pleine (e = 15cm)	$0.15 \times 25 = 3.75 \text{ kN/m}^2$
Enduit en ciment (e = 2cm)	$0.02 \times 18 = 0.36 \text{ kN/m}^2$
$\Sigma G = 5.25 \text{ kN/m}^2$	
$Q = 2,5 \text{ kN/m}^2$	

III.1.4 Combinaison des charges

E.L.U :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Palier : $q_1 = (1.35 \times 5.25) + (1.5 \times 2.5) = 10.84 \text{ kN/m}^2$
- Paillasse : $q_2 = (1.35 \times 9.08) + (1.5 \times 2.5) = 16.01 \text{ kN/m}^2$

E.L.S :

- Palier : $q_1 = 5.25 + 2.5 = 7.75 \text{ kN/m}^2$
- Paillasse : $q_2 = 9.08 + 2.5 = 11.58 \text{ kN/m}^2$

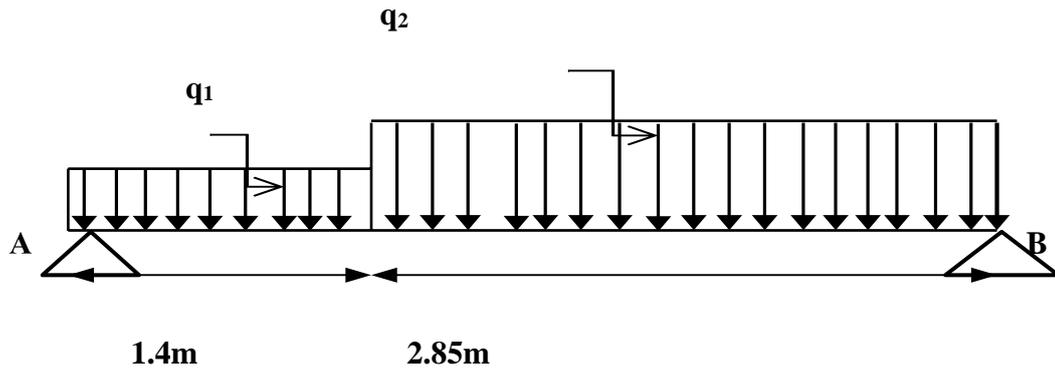
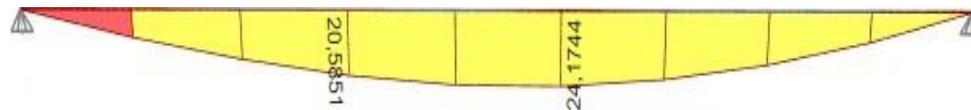


Figure III.3 : Schéma de chargement de l'escalier à l'ELU.

Moment à l'ELU :



Moment à l'ELS :



Effort tranchant T_u :

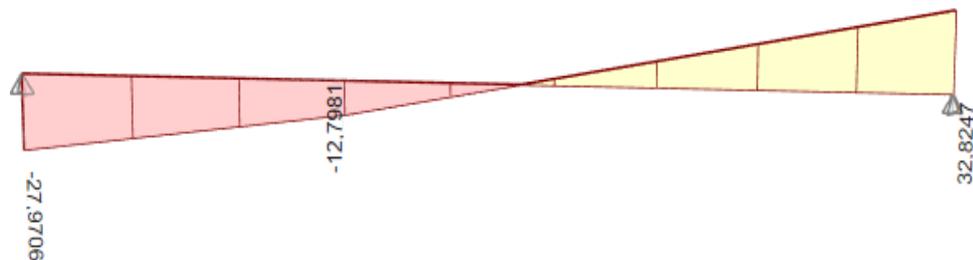


Figure III.4 : Diagramme des moments fléchissant et l'effort tranchant de l'escalier.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.1.5 Calcul de ferrailage à l'ELU

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une Bande de 1 m de largeur, avec :

On prend $M_u^{\max} = 33.47 \text{ kN.m}$

$b = 100 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $d = 0,9h = 13.5 \text{ cm}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{bc} = 17 \text{ MPa}$

➤ **Travée** : $M_u^{\max}_{\text{travée}} = 0.85 M_u^{\max} = 0.85 \times 33.47 = 28.49 \text{ kN.m}$

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

$$\mu = \frac{28.49 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = 0.092$$

$$a = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.092)}) = 0.121$$

$$Z = 135(1 - 0.4 \times 0.121) = 128.47 \text{ mm}$$

$$A_{s\text{cal}} = \frac{28.49 \times 10^6}{128.47 \times 435} = 509.80 \text{ mm}^2$$

Choix **5T12** = 5.65 cm²

$$\frac{A_s}{4} \leq A \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,41 \leq A \leq 2,83 \text{ cm}^2$$

Choix **5T8** = 2.51 cm²

➤ **Appui** : $M_u^{\max}_{\text{appui}} = 0.5 M_u^{\max} = 0.5 \times 33.47 = 16.73 \text{ kN.m}$

$$\mu = \frac{16.73 \times 10^6}{1000 \times 135^2 \times 17} = 0.054$$

$$a = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.054)}) = 0.069$$

$$Z = 135(1 - 0.4 \times 0.069) = 131.27 \text{ mm}^2$$

$$A_{s\text{cal}} = \frac{16.73 \times 10^6}{131.27 \times 435} = 292.98 \text{ mm}^2$$

Choix **4T10** = 3.14 cm²

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,785 \leq A \leq 1,57 \text{ cm}^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Choix **3T8** = 1.51 cm²

Tableau III.3: Calcul du ferrailage

	M (kN.m)	μ	μ < μ_R	A_s'	α	Z (mm)	A_{Scal} (cm²)	choix	Ar (cm²)	S_t (cm)
T	28.49	0.092	Oui	0	0.121	128.47	5.10	5T12	4T8	20
A	16.73	0.054	Oui	0	0.069	131.27	2.93	4T10	3T8	25

III.1.6 Vérification E.L.S

On prend $M_{ser}^{max} = 24.17 \text{ kN.m}$

- **Travée** : $M_{ser}^{max}_{travée} = 0.85 M_{ser}^{max} = 0.85 \times 24.17 = 20.54 \text{ kN.m}$
- **Appui** : $M_{ser}^{max}_{travée} = 0,5 M_{ser}^{max} = 0.5 \times 24.17 = 12.08 \text{ kN.m}$

➤ **Vérification des contraintes :**

Il faut vérifier les deux conditions :

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$$

$$\sigma_{st} < \bar{\sigma}_t$$

- **Position de l'axe neutre :**

$$b \cdot y \left(\frac{y}{2} \right) + n \cdot A_s \cdot (y - d') - n \cdot A_s \cdot (d - y) = 0$$

$$50 \cdot y^2 - 15(5.65)(13.5 - y) = 0$$

$$50 \cdot y^2 + 84.75y - 1144.125$$

$$\Delta = 236007.5625 \quad \sqrt{\Delta} = 485.81$$

$$y_1 = \frac{-84.75 - 485.81}{100} = -5.70 < 0$$

$$y_2 = \frac{-84.75 + 485.81}{100} = 4.01 \text{ cm}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

On prend : $y = 4.01 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie :**

$$I = b \left(\frac{y^3}{3} \right) + nA'_s(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \left(\frac{4.01^3}{3} \right) + 15 \times 5.65(13.5 - 4.01)^2 = 9781.97 \text{ cm}^4$$

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = \frac{20.54 \times 10^6}{9781.97 \times 10^4} \times 40.1 = 8.42 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_c = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$$

La fissuration étant peu préjudiciable, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton $\sigma_s < \bar{\sigma}$

Tableau III.4: Vérification des contraintes du béton.

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	Condition
Travée	20,54	5,65	8,42	18	Vérifiée
Appui	12,08	3,14	6,16	18	Vérifiée

III.1.7 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$r_u \leq \bar{r}_u$$

$$T_u = 32.82 \text{ kN}$$

$$r_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{32.82 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.243 \text{ MPa}$$

$$\bar{r}_u = \text{Min} \left(\frac{0.2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 4 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$\Rightarrow 0,243 \text{ MPa} < 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots$ **Condition vérifiée.**

III.1.8 Vérification de la flèche

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

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{L} = 0,035 < 0,062 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \qquad \frac{A_s}{b \cdot d} = 0,0042 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \qquad \frac{h}{L} = 0,035 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0,085 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

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

Flèche totale : $\Delta f_T = f_v - f_i \leq f$

Tel que $\bar{f} = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5,00 \text{ m}$

$f = \frac{L}{500}$ Si $L \leq 5,00 \text{ m}$

Donc : $f = \frac{425}{500} = 0,85 \text{ cm}$

- **Moment d'inertie de la section homogène « I_0 » :**

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + 15A_s \left(\frac{h}{2} - d\right)^2 + 15A'_s \left(\frac{h}{2} - d'\right)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu}$$

$$I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{\delta (2 + \frac{3b}{h})} \dots\dots\dots \text{pour la déformation instantanée}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta(2 + \frac{3b}{d})} \dots \dots \dots \text{pour la déformation différée}$$

$$\delta = \frac{A_s}{b.d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s.d}$$

Tableau III.5 : Calcul de la flèche

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
20,54	5,65	0,0042	269,28	5,71	2,29	0,393	31176	10571,29	14570,27

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11496,76 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser}l^2}{10E_iI_{fi}} = 0,568 \text{ cm}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser}l^2}{10E_vI_{fv}} = 1,23 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,662 \text{ cm} < f = 0,85 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

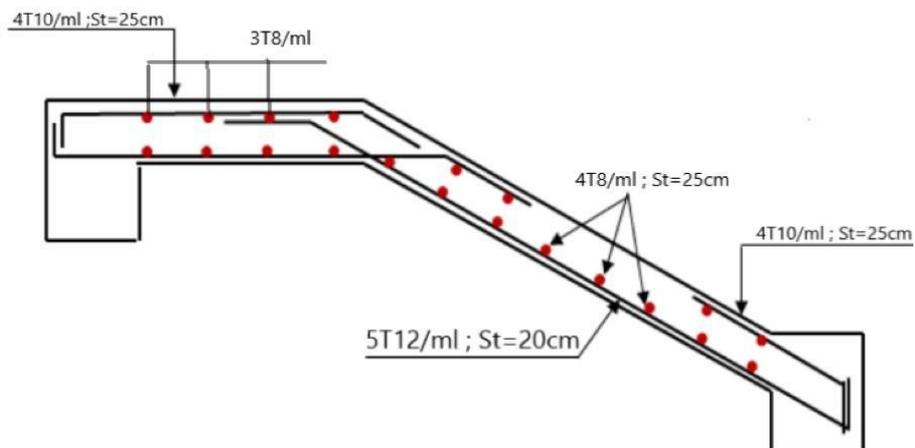


Figure III.5 : Schéma de ferrailage de l'escalier

III.2 Balcon

Le balcon est constitué par une simple dalle faisant suite à la dalle du plancher de l'étage.

Les balcons seront étudiés comme des consoles, soumises aux différentes charges :

- Un poids propre **G**
- La surcharge d'exploitation **Q**
- Charge concentrée à son extrémité libre, due au poids du garde-corps **P**

$$L_x = 100 \text{ cm} \quad \text{donc : } e \geq \frac{100}{10} = 10 \text{ cm}$$

Donc on adopte une épaisseur des dalles pleines de 15 cm pour les balcons.

III.2.1 Type des balcons

On a un seul type de balcons.

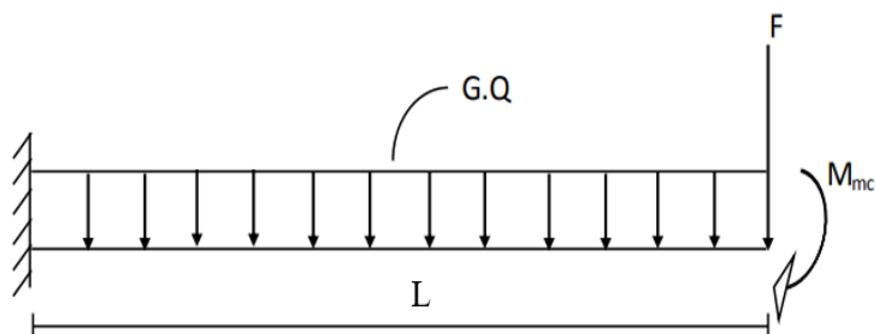


Figure III.6 : Schéma statique de Balcon.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.2.2 Evaluation des charges

a. Charge concentrée de garde-corps :

Tableau III.6 : charge permanente de garde-corps

Elément	Masse surfacique (kN)
Poids de mur (brique creuse 10cm)	$0.1 \times 9 = 0.9 \text{ kN/m}^2$
Enduit en ciment (2×2cm)	$2 \times 0.02 \times 18 = 0.72 \text{ kN/m}^2$
$\Sigma G = 1.62 \text{ kN/m}^2$	
$Q = 3.5 \text{ kN/m}^2$	

b. Moment du à la main courante :

$$M_{mc} = Q \times L = 1 \times 1 = 1 \text{ kN.m}$$

III.2.3 Calcul des sollicitations

- **E.L.U** : $q = (1.35 \times 4.97) + (1.5 \times 3.5) = 11.96 \text{ kN/ml}$

$$F = 1.35 \times 1.62 = 2.19 \text{ kN}$$

- **E.L.S** : $q = 4.97 + 3.5 = 8.47 \text{ kN/ml}$

$$F = 1.62 \text{ kN}$$

Le calcul se fait pour une bande de 1 m de largeur.

$$M(x) = - \left[Fx + \frac{q \cdot x^2}{2} + M_{mc} \right]$$

$$T(x) = -[F + qx]$$

Tableau III.7 : Efforts internes de balcon.

	ELU	ELS
M (kN.m)	-9,67	-6,86
T (kN)	-14,15	-10,09

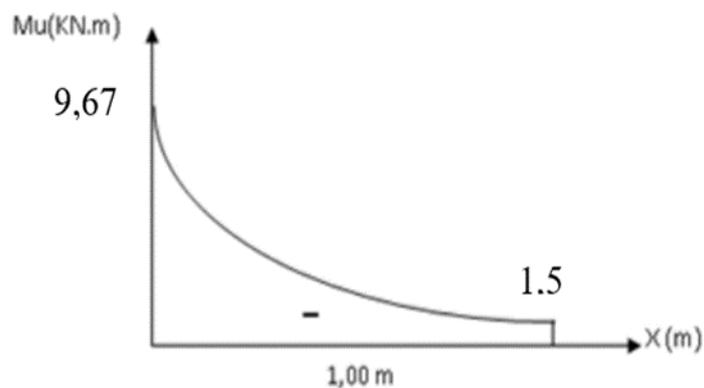


Figure III.7 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELU.

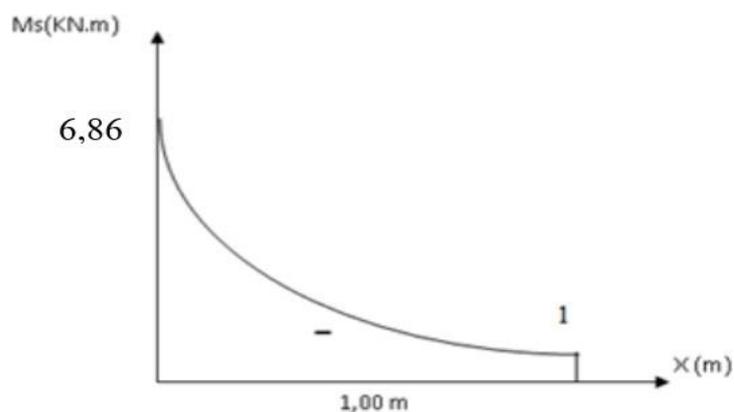


Figure III.8 : Diagramme du moment fléchissant à l'ELS.

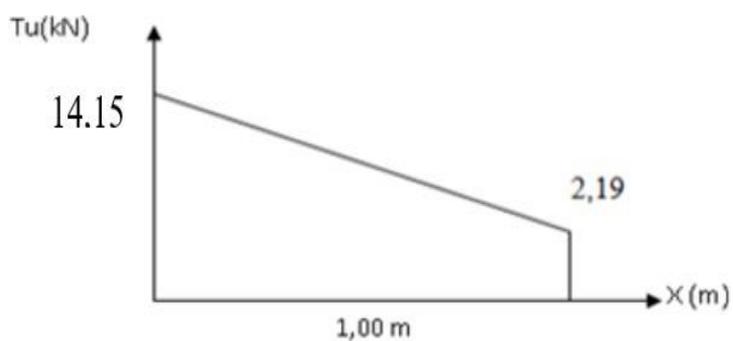


Figure III.9 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

III.2.4 Ferrailage de balcon à l'ELU

Le calcul se fait en flexion simple, pour une section rectangulaire ($b \times h$) = (100×15)

$$d = 13.5 \text{ cm} ; f_{c28} = 30\text{MPa} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.8 : Calcul de ferrailage.

M (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s'	α	Z (mm)	A_{Scal} (cm ²)	choix	A_r (cm ²)	S_t (cm)
9.67	0.031	Oui	0	0.039	132,89	1.67	5T10	4T8	20

III.2.5 Vérification à l'E.L.S

- **Position de l'axe neutre :**

$$b \cdot y \left(\frac{y}{2}\right) + nA'_s(y - d') - (d - y) = 0$$

On a: $d = 0.9h = 13.5 \text{ cm}$; $h = 15 \text{ cm}$; $b = 100 \text{ cm}$

$$\frac{100}{2}y^2 - 15 \times 3.93(13.5 - y) = 0$$

$$50y^2 + 58,95y - 795.82 = 0$$

$$\sqrt{\Delta} = 403.25$$

$$y_1 = \frac{-58.95 - 403.25}{100} = -4.62 < 0$$

$$y_2 = \frac{-58.95 + 403.25}{100} = 3.44$$

$$y = 3.126 \text{ cm}$$

- **Moment quadratique :**

$$I = b \left(\frac{y^3}{3}\right) + nA'(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2$$

$$I = 100 \left(\frac{3.44^3}{3}\right) + 15 \times 3.93(13.5 - 3.44)^2 = 7322.87 \text{ cm}^4$$

➤ **Calculs des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_s}{I} \cdot y = \frac{6.86 \times 10^6}{7322.87 \times 10^4} \times 34.4 = 3.22 \text{ MPa}$$

$$\bar{\sigma}_c = 0.6f_{c28} = 0.6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$$

- La fissuration préjudiciable :

$$\bar{\sigma}_t = \text{Min} \left[\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right]$$

$$\bar{\sigma}_t = [333.33 ; 215.55]$$

$$\bar{\sigma}_t = 215,55 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = n \frac{M_s}{I} \cdot (d - y) = 15 \times \frac{6.86 \times 10^6}{7322.87 \times 10^4} \times (135 - 34.4) = 141.36 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s < \bar{\sigma}_t \quad \text{La condition est vérifiée}$$

III.2.6 Vérification de l'effort tranchant

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$T_u^{\max} = 14.15 \text{ kN}$$

$$r_u \leq \bar{r}_u$$

$$r_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} = \frac{14.15 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0.105 \text{ MPa}$$

$$\bar{r}_u = \text{Min} (0.1 \cdot f_{c28} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

Donc la condition est vérifiée

III.2.7 Vérification de la flèche

Si les trois conditions suivantes sont vérifiées simultanément, on pourra se dispenser de la vérification de la flèche

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \quad \frac{h}{L} = 0,15 > 0,062 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \quad \frac{A_s}{b \cdot d} = \frac{3,93}{100 \times 13,5} = 0,0029 < 0,0084 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \quad \frac{h}{L} = 0,15 > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0,1 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Donc la vérification de la flèche n'est pas nécessaire.

Le balcon sera ferrillé comme suit

- Armateurs principales : **5T10** ($A = 3.53 \text{ cm}^2$)
- Armateurs de répartition : **4T8** ($A = 2.01 \text{ cm}^2$)

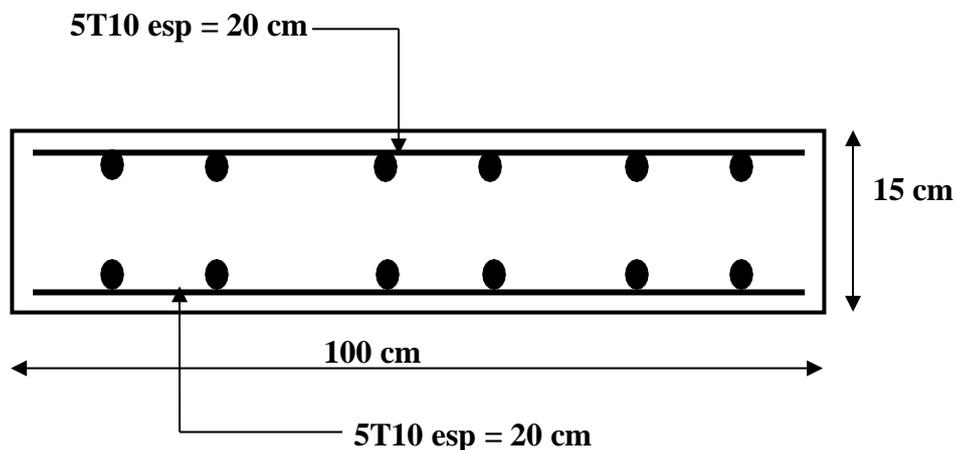


Figure III.10 : Schéma de ferrailage de balcon

III.3 L'acrotère

L'acrotère est un élément secondaire de sécurité entourant la terrasse. Son calcul se fait à la flexion composée pour une bande de 1 m.

➤ Dimensions de l'acrotère :

- La largeur : 100 cm
- L'épaisseur : 10 cm
- La hauteur : 60 cm

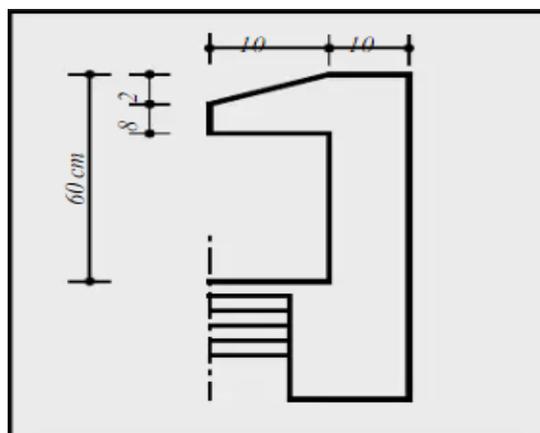


Figure III.11 : Coupe verticale de l'acrotère

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.3.1 Inventaire des charges

Le ferrailage se calcul pour une section rectangulaire de longueur 1m.

- **Poids propre « G » :** $G = 2.145 \text{ kN/m}$
- **Surcharge d'exploitation « Q » :** $Q = 1 \text{ kN/ml}$
- **Force sismique :** $F_p = 4 \cdot A \cdot C_p \cdot W_p \quad [1]$

Avec :

F_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

A : coefficient d'accélération la zone obtenu dans [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 4.1] pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

C_p : Facteur de force horizontale pour les éléments secondaires variant entre 0.3 et 0.8 [R.P.A.99 (version 2003) /Tableau 6.1].

W_p : poids de l'élément considéré.

Pour notre bâtiment, on a :

Zone sismique **II.a** ; groupe d'usage **2**

$A = 0.15$; $C_p = 0.8$ (élément console) ; $W_p = 2.145 \text{ kN}$

$$F_p = 4 \times 0.15 \times 0.8 \times 2.145 = 1.03 \text{ kN}$$

III.3.2 Calcul de sollicitations

$$Q_h = \text{Max} (1.5Q; F_p) = \text{Max} (1.5; 1.03) = 1.5 \text{ kN}$$

$$Q_h = 1.5 \text{ kN/ml}$$

E.L.U:

$$N_u = 1.35 \cdot G = 1.35 \times 2.145 = 2.89 \text{ kN}$$

$$M_u = 1.5 \cdot Q_h \cdot h = 1.5 \times 1.5 \times 0.6 = 1.35 \text{ kN.m}$$

$$V_u = 1.5 \cdot Q_h = 2.25 \text{ kN}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

E.L.S:

$$N_s = G = 2.145 \text{ kN}$$

$$M_s = Q_h \times h = 1.5 \times 0.6 = 0.9 \text{ kN.m}$$

$$V_s = Q_h = 1.5 \text{ kN}$$

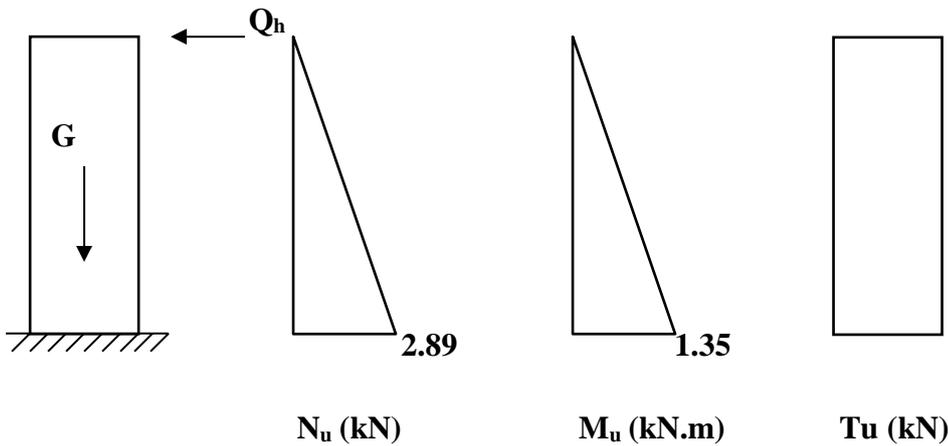


Figure III.12 : Diagramme des efforts à l'ELU.

III.3.3 Ferrailage de l'acrotère à l'E.L.U :

$$b = 100 \text{ cm}; h = 10 \text{ cm}; c = 2 \text{ cm}; d = 9 \text{ cm}.$$

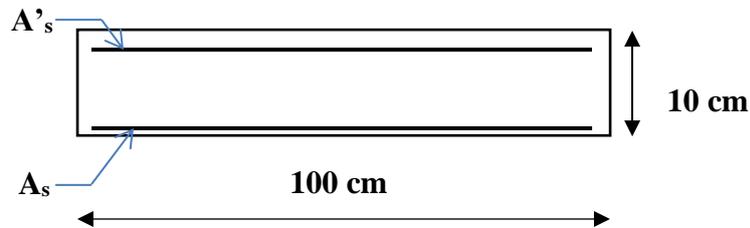


Figure III.13 : Ferrailage de l'acrotère.

a. Calcul de l'excentricité :

$$e = e_1 + e_a + e_2$$

e_1 = excentricité (dite du premier ordre), de la résultante des contraintes normales

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{1.35}{2.89} = 0.467 \text{ m}$$

$$d = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 3 \text{ cm} < e_u = 46.7 \text{ cm}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

e_2 = excentricité due aux effets de second ordre, liés à la déformation de la structure

$$e_2 = \frac{3 \cdot L_f^2}{h \cdot 10^4} (2 + a\varphi)$$

$$L_f = 2 \times 0.6 = 1.2 \text{ m} ; \varphi = 2$$

φ : Le rapport de déformation finale dû au fluage de la déformation instantanée (φ Généralement égale à : 2).

h : La hauteur totale de la section dans la direction du flambement ($h = 10 \text{ cm}$).

$$a = h \cdot \left[1 - \frac{M_u}{1.5 M_{ser}} \right]$$

$$a = 10 \left[1 - \frac{1.35}{1.5 \times 0.9} \right] = 0$$

$$e_2 = \frac{3 \times 1.2^2}{0.1 \times 10^4} (2 + 0) = 0.00864 \text{ m}$$

e_a = excentricité additionnelle traduisant les imperfections géométrique initiales (après exécution)

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{l}{250} \right) = \max \left(2 \text{ cm} ; \frac{100}{250} \right) = 2 \text{ cm}$$

$$e = 0.467 + 0.00864 + 0.02 = 0.49 \text{ m}$$

$$d = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 2 = 0.03 \text{ m} < e_u = 0.49 \text{ cm}$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC)

b. Calcul du M_f :

$$M_u = e \cdot N_u = 0.49 \times 2.89 = 1.416 \text{ kN.m}$$

$$M_f = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right) = 1.416 + 2.89 \left(0.09 - \frac{0.1}{2} \right) = 1.53 \text{ kN.m}$$

$$F_{bc} = \frac{0.85 \times 30}{1.5} = 17 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\mu = \frac{M_f}{b \times d^2 \times F_{bc}} = \frac{1.53 \times 10^6}{1000 \times 90^2 \times 17} = 0.011 < \mu_r$$

$$A'_s = 0$$

$$a = 1.25 (1 - \sqrt{(1 - 2 \times 0.011)}) = 0.014$$

$$Z = 90(1 - 0.4 \times 0.014) = 89.49 \text{ mm}$$

$$A_s^{\text{fictif}} = \frac{1.53 \times 10^6}{89.49 \times 435} = 0.39 \text{ cm}^2$$

Donc $A'_s = 0$

$$A_s = A_s^{\text{fictif}} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0.39 - \frac{2.89 \times 10^3}{435 \times 10^2} = 0.32 \text{ cm}^2$$

On prend $A_s = 2.01 \text{ cm}^2$ (4T8)

- Armateur de répartition :

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \rightarrow 0.627 \leq A_r \leq 1.255$$

On prend : $A_r = 1.13 \text{ cm}^2$ (4T6)

$$S_t \leq \frac{100}{4} = 25 \text{ cm} \quad \text{On prend : } S_t = 20 \text{ cm}$$

Tableau III.9 : Calcul du ferrailage

M_f (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A_s'	α	Z (mm)	A_s^{fictif} (cm ²)	$A_{s\text{cal}}$ (cm ²)	choix	A_r (cm ²)
25.25	0.011	Oui	0	0.014	89.49	0.39	2.01	4T8	4T6

III.3.4 Vérification à l'E.L.S :

$$M_s = 0.9 \text{ kN.m}$$

- Position de l'axe neutre :

$$b \cdot y \left(\frac{y}{2} \right) + n A_s \left(y - d' \right) - n A_s \left(d - y \right) = 0$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Moment quadratique :**

$$I = b \left(\frac{y^3}{3} \right) + nA'_s(y - d')^2 + nA_s(d - y)^2$$

Tableau III.10 : vérifications à l'ELS

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_c$	$\sigma_{bc} < \bar{\sigma}_c$	σ_s	$\bar{\sigma}$	$\sigma_s < \bar{\sigma}$
0.9	2.01	1.06	18	C.V	46.07	250	C.V

III.3.5 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

$$r_u \leq \bar{r}_u$$

$$r_u = \frac{T_u}{b \cdot d} = \frac{2.25 \times 10^3}{1000 \times 80} = 0.028 \text{ MPa}$$

$$\bar{r}_u = \min(0,1 \cdot f_{c28}; 4 \text{MPa}) = 3 \text{ MPa}$$

La condition est vérifiée.

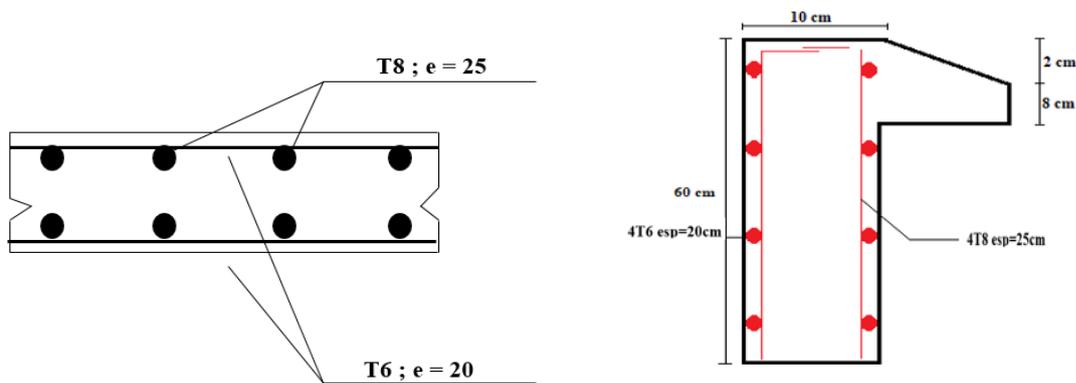


Figure III.14 : Ferrailage de l'acrotère final

III.4 Etude des planchers

Les planchers sont des éléments plans horizontaux qui ont un rôle très important dans la structure. Ils supportent les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils isolent, aussi, les différents étages du point de vue thermique et acoustique tout en assurant la compatibilité des déplacements horizontaux.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

III.4.1 Plancher à corps creux

On a un seul type de plancher en corps creux d'épaisseur **21cm**.

a. Pré dimensionnement des poutrelles

Notre bâtiment comporte des planchers constitués d'éléments porteurs (poutrelles) et d'éléments de remplissage (corps creux) de dimension $(16 \times 20 \times 65)$ cm³ avec une dalle de compression de 5cm d'épaisseur.

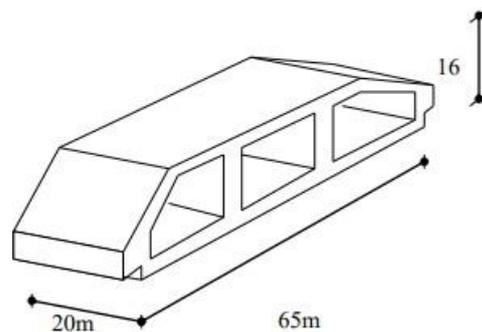


Figure III.15 : Corps creux

b. Etude des poutrelles

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.

Leur calcul est associé à une poutre continue semi encastree aux poutres de rives.

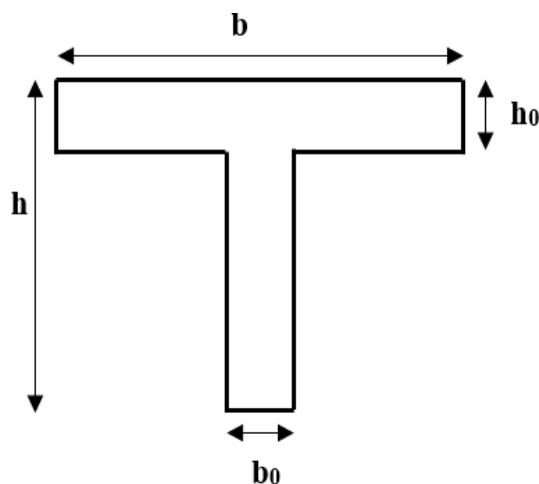


Figure III.16 : Schéma de poutrelle.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$b_0 = (0,4 \text{ à } 0,6) h_t$$

Avec :

h_0 : Hauteur de la dalle de compression.

h_t : hauteur du plancher.

$$b_1 \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

Tel que :

L_x : Distance entre nus d'appuis des poutrelles.

L_y : Distance entre nus d'appuis des poutres secondaires.

$$b = 2 \times b_1 + b_0$$

$$b = (0,4 ; 0,6) \cdot h = (8,4 ; 12,6) \text{ cm.}$$

Soit : $b_0 = 12 \text{ cm}$.

La largeur efficace b de la poutrelle est déterminée par :

$$\frac{b-b_0}{2} \leq \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right)$$

$$b \leq 2 \min\left(\frac{L_x}{2}; \frac{L_y}{10}\right) + b_0$$

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

$$L_y = 550 \text{ cm.}$$

$$b_1 = \min\left(\frac{53}{2}; \frac{550}{10}\right) = 26,5 \text{ cm}$$

$$b = 2 \times 26,5 + 12 = 65 \text{ cm.}$$

Soit : $b = 65 \text{ cm}$

c. Evaluation des charges et surcharges revenants aux poutrelles :

$$\bullet \text{ A l'ELU : } \quad q_u = 1,35G + 1,5Q \quad p_u = 0,65 \times q_u$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- A l'ELS : $q_s = G + Q$ $p_s = 0,65 \times q_s$

Tableau III.11 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Désignation	G (kN/m ²)	Q (kN/m ²)	ELU		ELS	
			q _u (kN/m ²)	p _u (kN/ml)	q _s (kN/m ²)	p _s (kN/ml)
Terrasse	6,73	1	10,585	6,88	7,73	4,638
Etage	5,39	1,5	9,526	6,19	6,89	4,134

d. Méthode de calcul :

Il existe trois méthodes de calcul en béton armé pour calculer les Moments: la Méthode forfaitaire, Méthode de Caquot et la méthode de **RDM** ou bien en utilisant le logiciel **ETABS 2020** qui se base sur les Théories des Eléments Finis. Puisque les poutrelles étudiées sont considérées Comme des poutres continues sur plusieurs appuis, alors leurs études se feront selon l'une des méthodes suivantes :

- Méthode forfaitaire
 - Méthode de CAQUOT
 - Par le logiciel ETABS 20
- **Calcul des poutrelles :**

Le calcul des poutrelles se fait en deux étapes :

- ❖ Avant le coulage de la dalle de compression.
- ❖ Après le coulage de la table de compression.

➤ 1^{ère} étape: avant 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.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- La charge d'exploitation due à l'ouvrier qui travaille $Q = 1 \text{ kN/m}^2$.

- Evaluation des charges et surcharges:

❖ Charges permanentes:

Poids propre de la poutrelle $G = 0,12 \times 0,05 \times 25 = 0,15 \text{ kN/ml}$

Poids du corps creux $G = 0,65 \times 0,16 \times 14 = 1,34 \text{ kN/ml}$

$$G = 1,49 \text{ kN/ml}$$

❖ Charges d'exploitation:

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/m}$$

Combinaisons des charges :

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 2,99 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 2,14 \text{ kN/ml}$$

Calcul des Moments :

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{8} = \frac{2,99 \times 5,5^2}{8} = 11,30 \text{ kN.m}$$

$$M_s = \frac{q_s \cdot l^2}{8} = \frac{2,14 \times 5,5^2}{8} = 8,09 \text{ kN.m}$$

- Ferrailage:

La poutre est sollicitée à la flexion simple à l'E.L.U

$$M_u = 11,30 \text{ kN.m} ; b = 12 \text{ cm} ; h = 5 \text{ cm} ; d = 4,5 \text{ cm} ; \sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

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

$$\mu = \frac{11,30 \times 10^6}{120 \times 45^2 \times 17} = 2,74 > \mu_R = 0,371 \rightarrow A'_s \neq 0$$

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 étaielements pour aider la poutrelle à supporter les charges qui lui reviennent avant et lors du coulage sans qu'elle fléchisse.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

➤ **2^{ème} étape** : Après le coulage de la dalle de compression :

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

- **Évaluation des charges et surcharges:**

❖ **Plancher terrasse:**

Charge permanentes:

$$G = 6.73 \times 0.65 = 4,37 \text{ kN/ml}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 1 \times 0,65 = 0,65 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant:**

Charge permanentes:

$$G = 5.39 \times 0.65 = 3.50 \text{ kN/ml}$$

Charges d'exploitation :

$$Q = 1,5 \times 0,65 = 0,975 \text{ kN/ml}$$

• **Combinaison des charges:**

❖ **Plancher terrasse:**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,87 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 5,02 \text{ kN/ml}$$

❖ **Plancher courant:**

$$\text{E.L.U} : q_u = 1,35G + 1,5Q = 6,18 \text{ kN/ml}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = G + Q = 4,475 \text{ kN/ml}$$

Conclusion: Le plancher terrasse est le plus sollicité.

Poutrelles à 5 travées :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

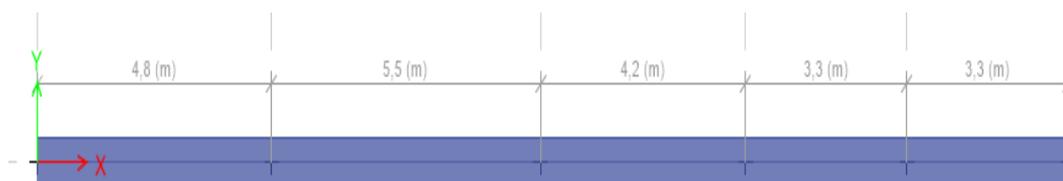


Figure III.17 : Poutrelle à 5 travées.

- **Calcul des efforts internes**

N.B : Récapitulation des moments sur appuis et en travées, Effort tranchant de la poutrelle.

Méthode utilisée : élément finis (ETABS 20).

- **Diagrammes des Moments:**

ELU :

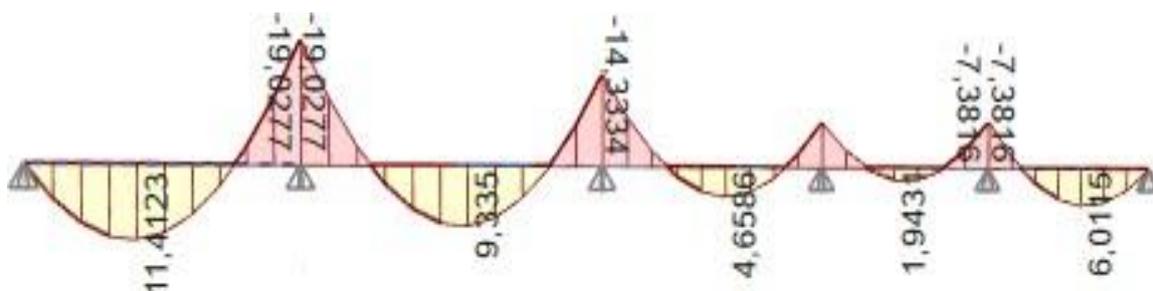


Figure III.18 : moment fléchissant à l'ELU.

ELS :

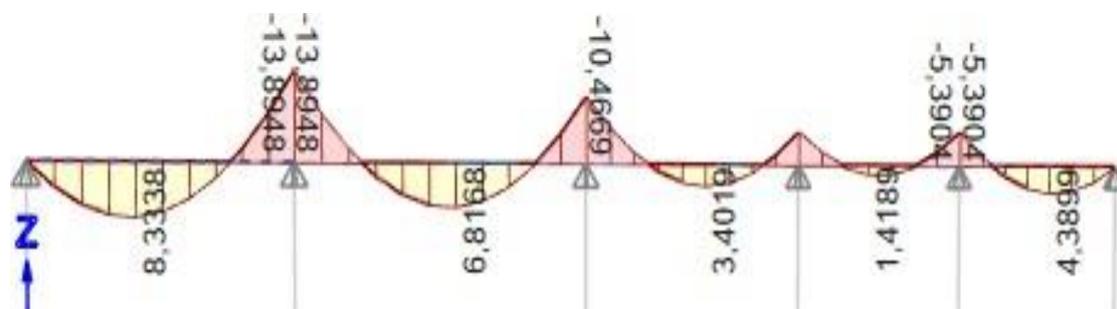


Figure III.19 : moment fléchissant à l'ELS.

- **Diagrammes des efforts tranchants:**

ELU:

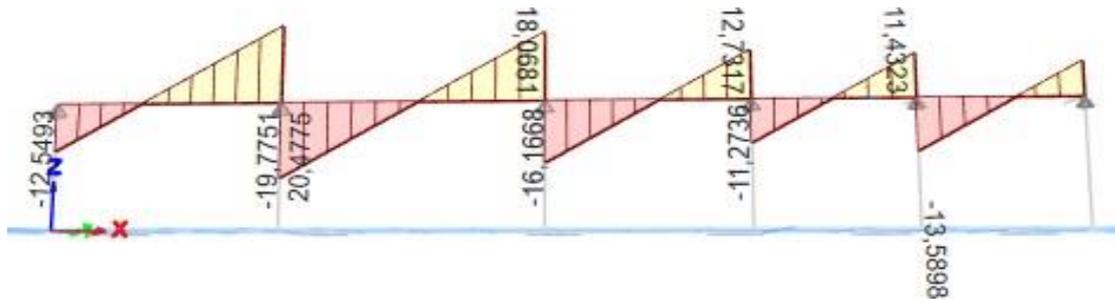


Figure III.20 : l'effort tranchant à l'ELU.

e. Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait à l'ELU en flexion simple. Ce type sera un exemple de calcul détaillé et pour les autres types on les a généralisées par le même calcul.

Les efforts maximaux sur appuis et en travée sont :

E.L.U :

$$M_{tu}^{\max} = 11,41 \text{ kN.m}$$

$$M_{au}^{\max} = -19,03 \text{ kN.m}$$

$$T_u^{\max} = 20,48 \text{ kN}$$

E.L.S :

$$M_{t\text{sr}}^{\max} = 8,33 \text{ kNm}$$

$$M_{a\text{sr}}^{\max} = -13,89 \text{ kNm}$$

❖ Ferrailage en travée

$h = 21 \text{ cm}$; $h_0 = 5 \text{ cm}$; $b = 65\text{cm}$; $b_0 = 12\text{cm}$; $d = 0,9h = 18,9\text{cm}$; $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$;

$F_e = 500 \text{ MPa}$; $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$.

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 $M_u < M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table de compression.
- Si $M_u > M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$M_{tab} = b \cdot h_0 \cdot \sigma_{bc} \left(d - \frac{h_0}{2} \right) = 90,61 \text{ kNm}$$

On a : $M_{tu} < M_{tab}$

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 ($b \times h$) en flexion simple.

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

Tableau III.12: Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures en travée.

M_{ta} (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ξ_s	σ_s (MPa)	A_s^{cal} (cm ²)
11,41	0,029	oui	0	0,037	18,62	oui	10‰	435	1.41

- **Condition de non fragilité**

$$A_{s,min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max \{ 1.41 \text{ cm}^2; 1.36 \text{ cm}^2 \} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3T10**. $A_s = 2,36 \text{ cm}^2$

- ❖ **Ferrailage sur appuis**

On a : $M_{au}^{max} = -19,03 \text{ kN.m} < M_{tab} = 90,61 \text{ kN.m}$

⇒ L'axe neutre est dans la table de compression, et la section étudiée est assimilée à une section rectangulaire ($b_0 \times h$) en flexion simple.

Tableau III.13 : Tableau récapitulatif du calcul des sections d'armatures sur appuis.

M_{au} (kN.m)	μ	$\mu < \mu_r$	A'_s (cm ²)	α	Z (cm)	$\mu < 0,186$	ξ_s	σ_s (MPa)	A_s^{ca} (cm ²)
19.03	0,048	Oui	0	0.062	18.44	Oui	10‰	435	2.37

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- **Condition de non fragilité [2]**

$$A_s^{\min} \geq 0,23 \cdot b \cdot d \frac{f_{t28}}{f_e} = 1,36 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(2,37 \text{ cm}^2; 1,36 \text{ cm}^2) = 2,37 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } \mathbf{1T14+1T12} \quad A_s = 2,67 \text{ cm}^2$$

f. Vérifications

- **Effort tranchant**

Pour l'effort tranchant, la vérification du cisaillement se fera dans le cas le plus défavorable c'est-à-dire : $T_u^{\max} = 20,48 \text{ kN}$.

On doit vérifier que : $r_u \leq \bar{r}_u$

$$\bar{r}_u = \min\{0,1f_{c28} ; 5\text{MPa}\} = 4 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

Tel que :

$$r_u = \frac{T_u^{\max}}{b_0 d} = 0,903 \text{ MPa} < \bar{r}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

➤ **Au voisinage des appuis**

Appuis de rives

- Vérification de la compression du béton

$$\sigma_b = \frac{T_u}{0,9b_0 d} \leq 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b}$$

Avec : $T_u = 12,55 \text{ kN}$ (appuis de rive)

$$\sigma_b = \frac{12,55 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 0,615 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 2,67 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9 \cdot d}}{\sigma_s} = -2,10 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

1. Appuis intermédiaires

- Vérification de la contrainte de compression

$$\sigma_b = \frac{20,48 \times 10^3}{0,9 \times 120 \times 189} = 1 \text{ MPa} < 0,4 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 8 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{vérifié}$$

- Vérification des armatures longitudinales

$$A_s = 3,93 \text{ cm}^2 \geq \frac{T_u^{\max} - \frac{M_{ua}}{0,9 \cdot d}}{\sigma_s} = -2,10 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Vérification des contraintes

$$M_{t_{ser}}^{\max} = 8,33 \text{ kN.m}$$

$$M_{a_{ser}}^{\max} = -13,89 \text{ kN.m}$$

-Vérification des contraintes des armatures :

La fissuration étant peu nuisible, donc pas de vérification à faire à l'état de l'ouverture des fissures, et elle se limite à celle concernant l'état de compression du béton.

- Vérification des contraintes du béton :

Soit « y » la distance du centre de gravité de la section homogène (par lequel passe, l'axe neutre) à la fibre la plus comprimé. La section étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une distance « y » de l'axe neutre :

Il faut vérifier les deux conditions :

$$1) \sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$$

$$2) \sigma_{st} = n \frac{M_{ser}}{I} y(d - y) \leq \sigma_{st}$$

-Position de l'axe neutre :

$$\frac{b}{2}y^2 + nA'_s(y - d') - nA_s(d - y) = 0$$

- Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3}y^3 + nA'_s(y - d')^2 - nA_s(d - y)^2$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.14: Vérification des contraintes du béton.

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	σ_{st} (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Condition
Appui	13,89	2,67	5,23	18	236,46	250	Vérifiée
Travée	8,33	2,36	3,62	18	201,09	250	Vérifiée

• **Vérification de la flèche :**

La vérification de la flèche n'est pas nécessaire si les conditions suivantes sont vérifiées :

Les conditions à vérifier :

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \qquad \frac{h}{L} = 0,038 < 0,062 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{A_s}{b_0 \cdot d} \leq \frac{4,2}{f_e} \qquad \frac{A_s}{b_0 \cdot d} = 0,0104 > 0,0084 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

$$\frac{h}{L} > \frac{M_t}{10 \cdot M_0} \qquad \frac{h}{L} = 0,0382 < \frac{M_t}{10 \cdot M_0} = 0,0475 \dots\dots\dots \text{non vérifiée}$$

Avec :

$$h = 21\text{cm} ; b_0 = 12\text{cm} ; d = 18,9\text{cm} ; L = 5,50\text{m} ; M_{tser} = 8,33 \text{ kN.m} ; M_0 = 17,54 \text{ kN.m} ;$$

$$A_s = 2,36 \text{ cm}^2 ; f_e = 500 \text{ MPa}.$$

Puisque les trois conditions ne sont pas vérifiées, il est nécessaire de calculer la flèche.

Flèche totale :

$$\Delta f_T = f_v - f_i \leq f$$

Tel que : $f = 0,5 + \frac{L}{1000}$ Si $L > 5,00\text{m}$

$$f = \frac{L}{500} \qquad \text{Si } L \leq 5,00\text{m}$$

Donc : $f = 0,5 + \frac{550}{1000} = 1,05\text{cm}$

• **Position de l'axe neutre « y₁ » :**

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$y_1 = \frac{bh_0 \frac{h_0}{2} + (h - h_0)b_0 \left(\frac{h - h_0}{2} + h_0\right) + 15A_s d}{bh_0 + (h - h_0)b_0 + 15A_s}$$

- **Moment d'inertie de la section totale homogène « I₀ » :**

$$I_0 = \frac{b}{3} y_1^3 + \frac{b_0}{3} (h - y_1)^3 - \frac{(b - b_0)}{3} (y_1 - h_0)^3 + 15A_s (d - y_1)^2$$

- **Calcul des moments d'inerties fictifs :**

$$I_{fi} = \frac{1,1I_0}{1 + \lambda_i \mu} \quad ; \quad I_{fv} = \frac{I_0}{1 + \lambda_v \mu}$$

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \dots \dots \dots \text{pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02f_{t28}}{\delta \left(2 + 3 \frac{b_0}{b}\right)} \dots \dots \dots \text{pour la déformation différée}$$

$$\delta \equiv \frac{A_s}{b_0 \cdot d} : \text{Pourcentage des armatures.}$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75f_{t28}}{4\sigma_s + f_{t28}}$$

σ_s : Contrainte de traction dans l'armature correspondant au cas de charge étudiée.

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{A_s \cdot d}$$

Tableau III.15 : Calcul de la flèche

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm²)	Y₁ (cm)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I₀ (cm⁴)	I_{fi} (cm⁴)	I_{fv} (cm⁴)
8,33	2,39	7,2	0,0104	186,75	4,52	1,81	0,59	23257,12	6976,91	11246,77

- **Calcul des modules de déformation :**

$$E_i = 11000(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 34179,56 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$E_v = 3700(f_{c28})^{\frac{1}{3}} = 11496,76 \text{ MPa}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations instantanées :**

$$f_i = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_i I_{fi}} = 1,06 \text{ cm}$$

- **Calcul de la flèche due aux déformations différées :**

$$f_v = \frac{M_{ser} l^2}{10 E_v I_{fv}} = 1,95 \text{ cm}$$

$$\Delta f_T = f_v - f_i = 0,89 \text{ cm} < f = 1,05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

- **Calcul des armatures transversales et l'espacement :**

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type Haute adhérence de nuance **FeE500** ($f_e = 500 \text{ MPa}$).

- **Selon le C.B.A 93 :**

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{c_u - 0,3 f_{tj} K}{0,9 f_e} \quad K = 1 \quad \text{Art A 5.1.2.3}$$

$$S_t \leq \min(0,9d ; 40 \text{ cm}) \quad \text{Art A 5.1.2.2}$$

$$\frac{A_t f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{c_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) \quad \text{Art A 5.1.2.2}$$

- **RPA 99 version 2003 :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4} ; 12\phi\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec :

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

ϕ_l : Diamètre minimum des armatures longitudinales.

$$\phi_t \leq \min(0,6 \text{ cm} ; 1 \text{ cm} ; 1,2 \text{ cm})$$

On adopte : $\phi_t = 6 \text{ mm}$

Donc :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Selon le C.B.A 93 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,0049 \text{ cm}$$

$$S_t \leq 17,01 \text{ cm}$$

$$\left(\frac{A_t}{S_t} \leq 0,0108 \text{ cm} \right)$$

- RPA 99 version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \text{ cm}$$

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq 5,25 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t \leq 10,5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$$

• **Choix des armatures :**

$$A_t = 2 \cdot \pi \cdot \frac{\phi_t^2}{4} = 0,56 \text{ cm}^2$$

On adopte : $A_t = 2\phi 6 = 0,57 \text{ cm}^2$

• **Choix des espacements :**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,036 \Rightarrow S_t \leq 15,83 \text{ cm}$$

Donc : $\left\{ \begin{array}{l} S_t = 5 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone nodale} \\ S_t = 10 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{Zone courante} \end{array} \right.$

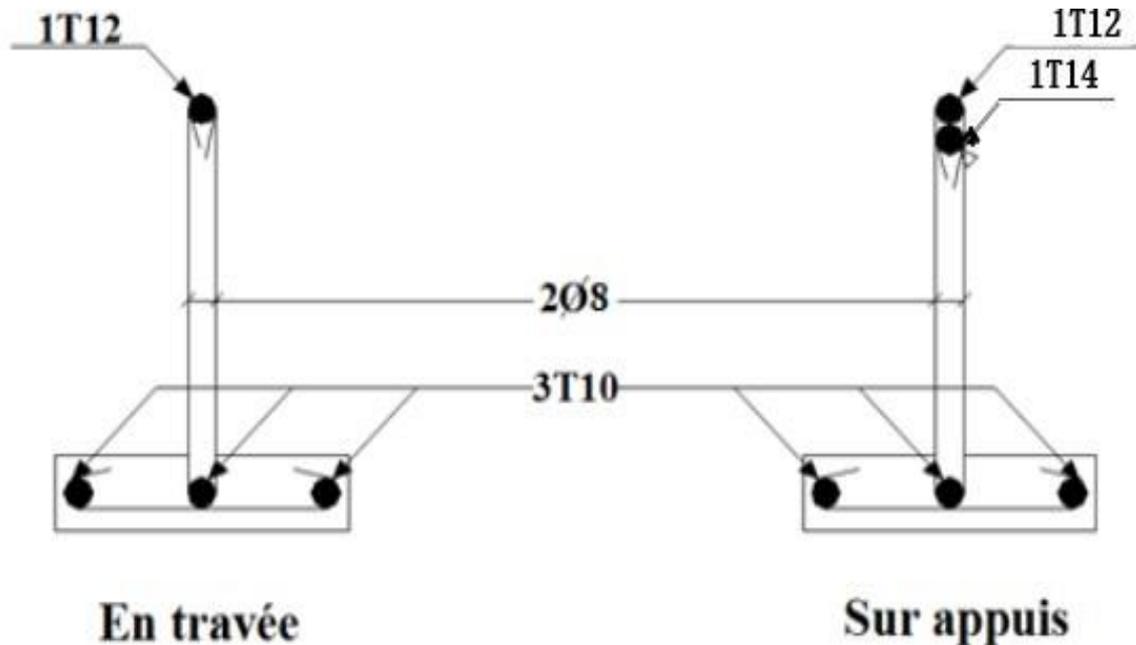


Figure III.21 : Schéma de ferrailage des poutrelles.

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

- Ferrailage de la dalle de compression

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

20 cm : dans le sens parallèle aux poutrelles.

30 cm : dans le sens perpendiculaire aux poutrelles.

Si :

- L_1 : Distance entre axes des poutrelles
- A_1 : Armatures perpendiculaires (AP)
- A_2 : Armatures parallèles aux poutrelles (AR)

$$A_2 = \frac{A_1}{2} \begin{cases} 50 \leq L_1 \leq 80 \text{ cm} \\ L_1 \leq 50 \text{ cm} \end{cases} \quad \begin{aligned} \Leftrightarrow A_1 &= \frac{4 \cdot L_1}{F_e} \\ \Leftrightarrow A_1 &= \frac{200}{F_e} \end{aligned}$$

$F_e = 500 \text{ MPa}$ (acier rond lisse $\rightarrow \varnothing \leq 6 \text{ mm}$)

On a : $L = 65 \text{ cm}$

Donc on obtient : $A_1 = 0,52 \text{ cm}^2/\text{ml}$

On prend : **5T6 = 1,41 cm²**

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

- **Armatures de répartition :**

$$A_2 = \frac{A_1}{2} = 0,705 \text{ cm}^2$$

Soit : **5T6 = 1,41 cm²**

$S_t = 20 \text{ cm}$.

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

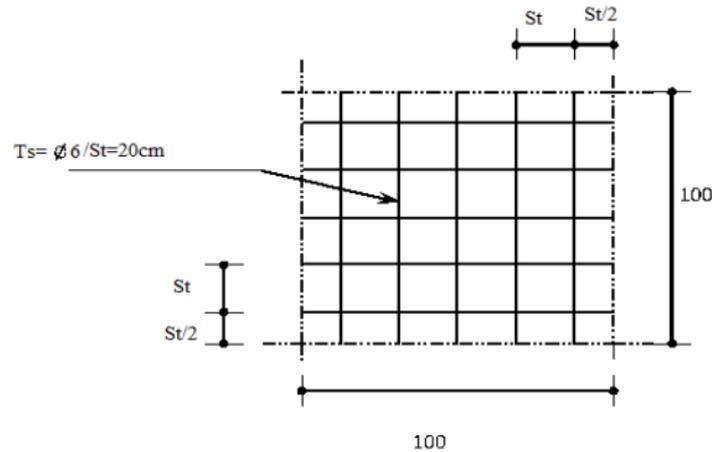


Figure III.22 : Ferrailage de la dalle de compression

III.4.2 Plancher en dalle pleine

Les dalles pleines sont des éléments d'épaisseur faible par rapport aux autres dimensions, chargée perpendiculairement à leur plan moyen reposant sur deux, trois ou quatre appuis.

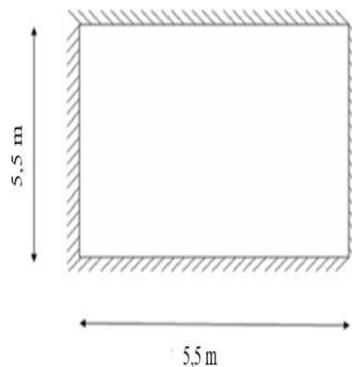


Figure III.23 : Dimensions d'une dalle pleine rectangulaire.

a. Calcul des dalles pleines :

- La dalle pleine est définie comme une plaque mince horizontale, cette dernière repose sur un ou plusieurs appuis.
- Dans notre structure, on a plusieurs formes des panneaux ont généralisée par ce panneau

-Panneau de la dalle sur 4 appuis (Panneau de rive)

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,5}{5,5} = 1 > 0,4 \quad \text{La dalle travaille suivant les deux sens}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

b. Evaluation des charges :

$$G = 5.93 \text{ kN/m}^2 \quad \text{et} \quad Q = 5 \text{ kN/m}^2$$

ELU :

$$q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 5.93 + 1,5 \times 5 = 15.50 \text{ kN.m}^2$$

ELS :

$$q_s = G + Q = 5,93 + 5 = 10.93 \text{ kN.m}^2$$

c. 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 : $M_y = \mu_y M_x$

$$\rho = 1 \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1 \end{cases}$$

$$M_x = 17.25 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 17.25 \text{ kN.m}$$

- Moment en travées :

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 12.94 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 8.62 \text{ kN.m}$$

d. Ferrailage de la dalle :

Le calcul se fait en flexion simple, pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire ($\mathbf{b \times h}$) = (100×15) cm²

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ;$$

$$f_{bc} = 17 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Tableau III.16 : Ferrailage de la dalle pleine

	Sens	M_u (kN.m)	μ	A_s' (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	esp (cm)
Travée	x-x	12,94	0,042	0	0,054	132,08	2,25	5T10	3,93	20
	y-y									
Appui	x-x	8,62	0,028	0	0,035	133,11	1,49	5T10	3,93	20
	y-y									

Espacement :

- Travées :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm} \leq \min(4h ; 40\text{cm}) = 45 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

- Appui :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \min(3h ; 33\text{cm}) = 33 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20\text{cm} \leq \min(4h ; 40\text{cm}) = 40 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

e. Condition de non fragilité :

On doit vérifier que : $\geq A_s^{min} = 0,6\%_0 bh = 0,6\%_0 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2$

Travées : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

Appui : $A_s = 3,93 \text{ cm}^2 > A_s^{min} = 0,9 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{vérifiée}$

f. Vérification de l'effort tranchant :

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires si la condition ci-dessous est vérifiée

$$r_u = \frac{T^{max}}{bd} \leq \bar{r}_u = 0,05 f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

$$T_u^{\max} = \max(T_x; T_y)$$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = \frac{15,50 \times 5,5 \times 5,5}{2 \times 5,5 + 5,5} = 28,42 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = \frac{15,50 \times 5,5}{3} = 28,42 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = 28,42 \text{ kN}$$

$$r_u = \frac{28,42 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,21 \text{ MPa} < r = 1,5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{vérifié}$$

g. Vérification à l'ELS :

- Evaluation des sollicitations :

$$\rho = 1 \left\{ \begin{array}{l} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1 \end{array} \right.$$

$$M_x = 14,58 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 14,58 \text{ kN.m}$$

- Moment en travées :

$$M_{tx} = 0,75M_x$$

$$M_{ty} = 0,75M_y$$

$$M_{tx} = M_{ty} = 10,94 \text{ kN.m}$$

- Moment sur appui :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 7,29 \text{ kN.m}$$

- Vérification des contraintes

D'après le "BAEL91 modifié 99" on doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_c = 0,6f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

CHAPITRE III : CALCUL DES ELEMENTS SECONDAIRES

Tableau III.17 : Vérification des contraintes à l'ELS.

	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	Condition
Travée	10,94	3,93	3,44	7322,87	5,14	vérifiée
Appuis	7,29	3,93	3,44	7322,87	3,42	vérifiée

• **Vérification de la flèche**

$$\left. \begin{array}{l} \frac{A_s}{bd} \leq \frac{2}{f_e} \\ \frac{h}{L_x} \geq \frac{1}{27} \text{ à } \frac{1}{35} \end{array} \right\} \Rightarrow \begin{cases} 0,0029 < 0,004. & \text{vérifiée} \\ 0,027 < 0,037 \text{ à } 0,028. & \text{non vérifiée} \end{cases}$$

Les résultats sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau III.18 : calcul de la flèche

M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	δ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
10,94	3,93	0,0029	206,20	8,27	3,31	0,123	30247,20	16494,03	21495,67

Donc :

$$\left. \begin{array}{l} f_i = 0,59 \text{ cm} \\ f_v = 1,34 \text{ cm} \end{array} \right\} \Rightarrow \Delta f_T = f_v - f_i = 0,75 \text{ cm}$$

$$f = 0,5 + \frac{550}{1000} = 1,05 \text{ cm} \quad \Rightarrow \Delta f_T = 0,75 \text{ cm} < f = 1,05 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

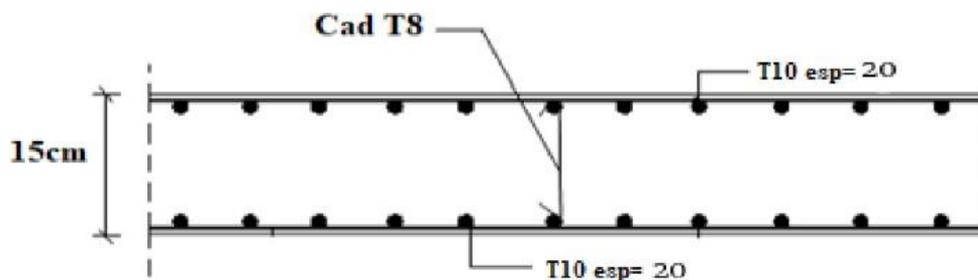


Figure III.24 : Ferrailages des dalles pleines.

Chapitre IV :
Etude
dynamique en
zone sismique

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.1 Introduction

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la vulnérabilité de la construction, raison pour laquelle une démarche globale de conception parasismique dans la construction doit être mise en place afin d'éviter d'importants dégâts humains et matériels.

Le but de ce chapitre est de définir un modèle de structure qui vérifie les conditions et critères de sécurités imposées par les règles parasismiques Algériennes **RPA99/version 2003**.

La modélisation de notre structure a été effectuée à l'aide du logiciel **ETABS Version 20.0.0** qui est un logiciel de calcul automatique des structures.

IV.2 Etude sismique

L'étude dynamique d'une structure telle qu'elle se présente, est souvent très complexe à cause du nombre de fonctions et éléments existants dans une structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir l'analyser.

IV.2.1 Modélisation de rigidité

La modélisation des éléments constituant le contreventement (rigidité) est effectué comme suit :

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a ont été modélisé par un élément linéaire de type poutre (Frame) à deux nœuds et chaque nœud possède 6 degré de liberté (trois translations et trois rotations).
- Les poutres entre deux nœuds d'un même niveau (niveau i).
- Les poteaux entre deux nœuds de différent niveaux (niveau i et niveau i+1).
- Chaque voile est modélisé par un élément surfacique type Shell à quatre nœuds.
- À tous les planchers nous avons attribués une contrainte de type diaphragme ce qui correspond à des planchers infiniment rigides dans leur plan.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastrés (6DDL bloqués).

IV.2.2 Modélisation de la masse

La charge des planchers est supposée uniformément répartie sur toute la surface du plancher. La masse est calculée par l'équation $(G + \beta.Q)$ imposée **par les RPA99 version 2003** avec $(\beta = 0,2)$ pour un bâtiment à usage d'habitation (mass source).

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

La masse volumique attribuée aux matériaux constituant les poteaux et les poutres est prise égale à celle du béton à savoir 25 kN/m^3 .

La charge de l'acrotère et des murs extérieurs (maçonnerie) a été répartie aux niveaux des poutres qui se trouvent sur le périmètre des planchers (uniquement le plancher terrasse pour l'acrotère).

IV.3 Choix de la méthode de calcul

Le choix des méthodes de calcul et la modélisation de la structure ont comme objectif de prévoir au mieux le comportement réel de l'ouvrage. Les règles parasismiques Algériennes (RPA99/version2003) propose trois méthodes de calcul des sollicitations :

- La méthode statique équivalente.
- La méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique par accélérogramme.

IV.3.1 La méthode statique équivalente

a. Principe

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

b. Condition d'application

Les conditions d'applications de la méthode statique équivalente sont :

- Le bâtiment ou bloc étudié, satisfaisait aux conditions de régularité en plan et en élévation avec une hauteur au plus égale à 65m en zones I et II et à 30m en zones III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, autres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone IIa

- Groupe d'usage 3
- Groupe d'usage 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 7 niveaux ou 23 m.
- Groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- Groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.

La hauteur de notre structure (zone **IIa**, groupe d'usage **2**) est supérieure à 23 mètres, donc la méthode statique équivalente est inapplicable (RPA99Art4.1.2). La méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes nécessite l'intervention d'un personnel qualifié, donc la méthode qui convient pour notre cas est la méthode d'analyse modale spectrale.

IV.3.2 La méthode modale spectrale

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

a. Principe

Il est recherché pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques, représentées par un spectre de calcul, ces effets sont par suite combinés pour 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 à prendre en compte est tel que la somme des coefficients massiques de ces modes soit aux moins égales 90%.
- Ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure soient retenus pour la détermination de la repense totale de la structure.

Le minimum de modes à retenir est de trois (3) dans chaque direction considérée.

Dans le cas où les conditions décrites ci-dessus ne peuvent pas être satisfaites à cause de l'influence importante des modes de torsion, le nombre minimal de modes (K) à retenir doit être tel que :

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

$$K \geq 3 N \text{ et } \leq 0.20 \text{ sec } T_K \dots(4-14) [1]$$

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

b. Analyse spectrale

➤ Utilisation des spectres de réponse

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse

Toute structure est assimilable à un oscillateur multiple, la réponse d'une structure à une accélération dynamique est fonction de l'amortissement (ζ) et de la pulsation naturelle (ω).

Donc pour des accélérogrammes donnés si on évalue les réponses maximales en fonction de la période (T), on obtient plusieurs points sur un graphe qui est nommé spectre de réponse et qui aide à faire une lecture directe des déplacements maximaux d'une structure.

L'action sismique est représentée par un spectre de calcul suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases} \dots\dots\dots (4.13) [1]$$

➤ Représentation graphique de spectre de réponse

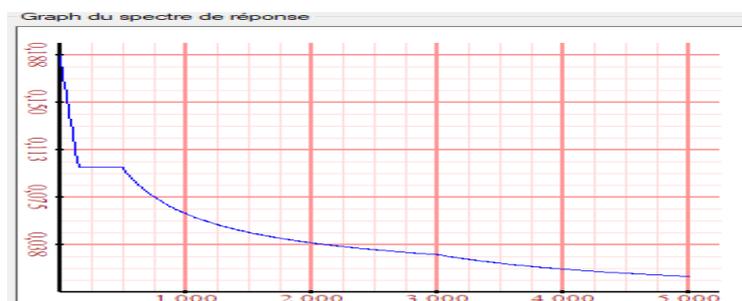


Figure IV.1 : Représentation graphique Spectre de réponse.

Avec :

g : accélération de la pesanteur.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

A : coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

R : Coefficient de comportement de la structure. Il est fonction du système de contreventement.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

➤ **Résultante des forces sismiques de calcul**

L'une des premières vérifications préconisées par les « **RPA99 version 2003** » est relative à la résultante des forces sismiques.

En effet la résultante des forces sismiques à la base « V_t » obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente « V » pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

Si $V_t < 0,8V$, il faut augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments.) dans le rapport :

$$r = \frac{0.8V}{V_t}$$

➤ **Calcul de la force sismique 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 la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \dots \dots \dots [1]$$

A : coefficient d'accélération de zone.

- Groupe d'usage : **2**
- Zone sismique : **IIa**

Donc : **A = 0.15**

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

D : facteur d'amplification dynamique moyen.

Ce facteur est fonction de la catégorie du site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T).

$$D = \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{3.0}\right)^{2/3} \left(\frac{3.0}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3.0s \end{cases} \quad [1]$$

T₂ : période caractéristique, associé à la catégorie du site et donné par le **tableau 4.7**

Catégorie S₃ → site meuble $\begin{cases} T_1 = 0.15 \text{ sec} \\ T_2 = 0.50 \text{ sec} \end{cases}$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0.7$$

Avec :

$$\xi = 7 \%$$

$$\text{On a : } \eta = 0.8819$$

➤ Estimation de la période fondamentale de la structure (T)

Selon le **RPA 99 version 2003 (Article 4.2.4)** La valeur de la période fondamentale (T) de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculées par des méthodes analytiques ou numériques :

- Les formules empiriques à utiliser selon le **RPA99/version 2003** sont :

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

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier niveau (N)

$$h_N = 33.66 \text{ m}$$

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage et donné par le **tableau 4.6 page 42 RPA99**.

$$C_T = 0.05$$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

$$\left\{ \begin{array}{l} D_x = 24.3 \text{ m} \\ D_y = 21.4 \text{ m} \end{array} \right.$$

$$T = C_{T_x} h_N^{3/4} = 0.05 \times 33.66^{3/4} = 0.698s$$

- Suivant direction (x - x) : $T_x = 0.09 \times \frac{33.66}{\sqrt{24.3}} = 0.614s$
- Suivant direction (y - y) : $T_y = 0.09 \times \frac{33.66}{\sqrt{21.4}} = 0.655s$

$$\text{Sens (x-x)} : T_x = \min (0,698 ; 0,614) = 0,614s. \longrightarrow 1.3T_x = 1.3 \times 0.614 = 0.798s$$

$$\text{Sens (y-y)} : T_y = \min (0,698 ; 0,655) = 0,655s. \longrightarrow 1.3T_y = 1.3 \times 0.659 = 0.851s$$

Le choix de la période pour le calcul du facteur d'amplification dynamique moyen est limité comme suit [5] :

$$T = \begin{cases} T_{\text{analytique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} < 1.3T_{\text{empirique}} \\ 1.3T_{\text{empirique}} & \text{si } T_{\text{analytique}} \geq 1.3T_{\text{empirique}} \end{cases}$$

- Coefficient de comportement global de la structure R

R : Coefficient de comportement

L'objet de la classification des systèmes structuraux se traduit, dans les règles et les méthodes de calcul, par l'attribution pour chacune des catégories de cette classification, d'un coefficient de comportement R qui est un paramètre qui reflète la ductilité de la structure ; il dépend du système de contreventement.

Le coefficient de comportement global de la structure, sa valeur unique est donnée par le tableau (4.3) de **RPA 99 v2003** en fonction du système de contreventement.

On a choisi un **R = 5** (mixte portique/voiles avec interaction).

- Facteur de qualité Q :

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent.
- La régularité en plan et en élévation.
- La qualité du contrôle de la construction.

La valeur de **Q** est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{i=1}^6 P_q \quad [1]$$

P_q : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Sa valeur est donnée par le tableau 4.4 (**RPA 99 V2003**).

Tableau IV.1 : Pénalité en fonction de critère de qualité

Critère q	Observée (o/n)	$P_q // xx$	Observée (o/n)	$P_q // yy$
1. conditions minimales sur les files de contreventement	non	0.05	non	0.05
2. Redondance en plan	non	0.05	non	0.05
3. Régularité en plan	non	0.05	non	0.05
4. Régularité en élévation	non	0.05	non	0.05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

$$Q//xx = 1 + (0,5+0,5+0,05+0,05+0+0) = 1.20$$

$$Q//yy = 1 + (0,5+0,5+0,05+0,05+0+0) = 1.20$$

- **Poids total de la structure W :**

On préconise de calculer le poids total de la structure de la manière suivante :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{avec} \quad W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

W_i : Le poids concentré au niveau du centre masse pour chaque plancher « i ».

W_{Gi} : poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure.

W_{Qi} : charge d'exploitation.

β : coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (**RPA 99 V2003**).

$\beta = 0.2$ (Bâtiments d'habitation, bureaux ou assimilés).

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.4 Résultats de l'analyse sismique

IV.4.1 Modèle initiale

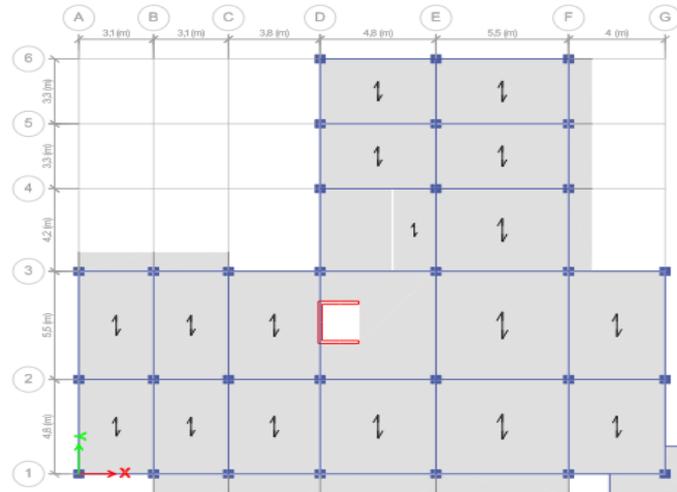


Figure IV.2 : Vue en plan 3ème étage.

a. Caractéristiques dynamiques propres du modèle initial

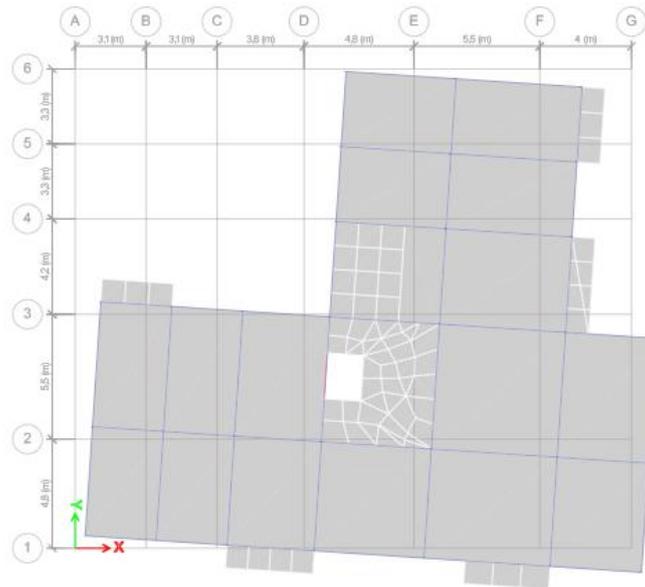
Tableau IV.2 : Participation massique du modèle initial

Case	Mode	Période (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	1,445	0,487	0,0439	0	0,487	0,0439	0
Modal	2	1,373	0,2162	0,2122	0	0,7032	0,2561	0
Modal	3	1,256	0,0101	0,45	0	0,7133	0,7061	0
Modal	4	0,523	0,0236	0,0204	0	0,7369	0,7265	0
Modal	5	0,494	0,1077	0,0077	0	0,8446	0,7342	0
Modal	6	0,418	0,0004	0,1173	0	0,845	0,8516	0
Modal	7	0,304	0,0024	0,0084	0	0,8474	0,86	0
Modal	8	0,266	0,0529	0,0008	0	0,9003	0,8608	0
Modal	9	0,215	0,0001	0,0471	0	0,9003	0,9079	0
Modal	10	0,212	0,0006	0,0064	0	0,9009	0,9142	0
Modal	11	0,168	0,0285	0,0001	0	0,9294	0,9143	0
Modal	12	0,165	0,0039	0,0033	0	0,9333	0,9176	0

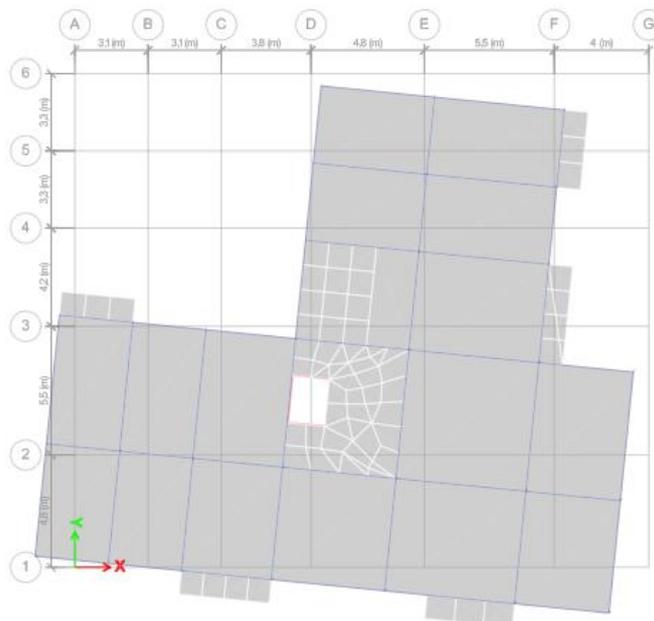
- Une période : $T = 1,445$ sec.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
 - Le 1^{er} mode est un mode couplé.
 - Le 2^{ème} mode est un mode couplé.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

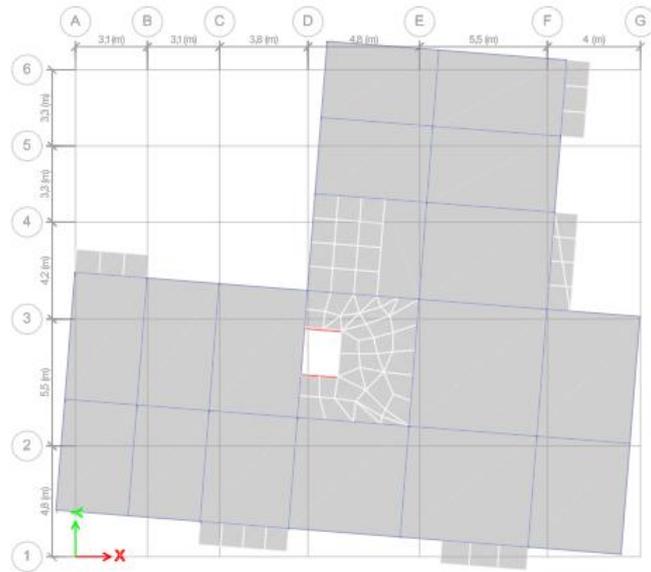
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.



Le 1^{er} mode : translation couplé



Le 2^{ème} mode : translation couplé.



Le 3^{ème} mode : mode de rotation.

Figure IV.3 : Comportement de model initial vis-à-vis au séisme (3 modes propres).

Pour éviter le mode de torsion en les modes signifiés, on doit rigidifier la structure. Les « **RPA99 version 2003** » rendent nécessaire l'introduction des voiles dans le système de contreventement.

IV.4.2 2^{ème} Modèle

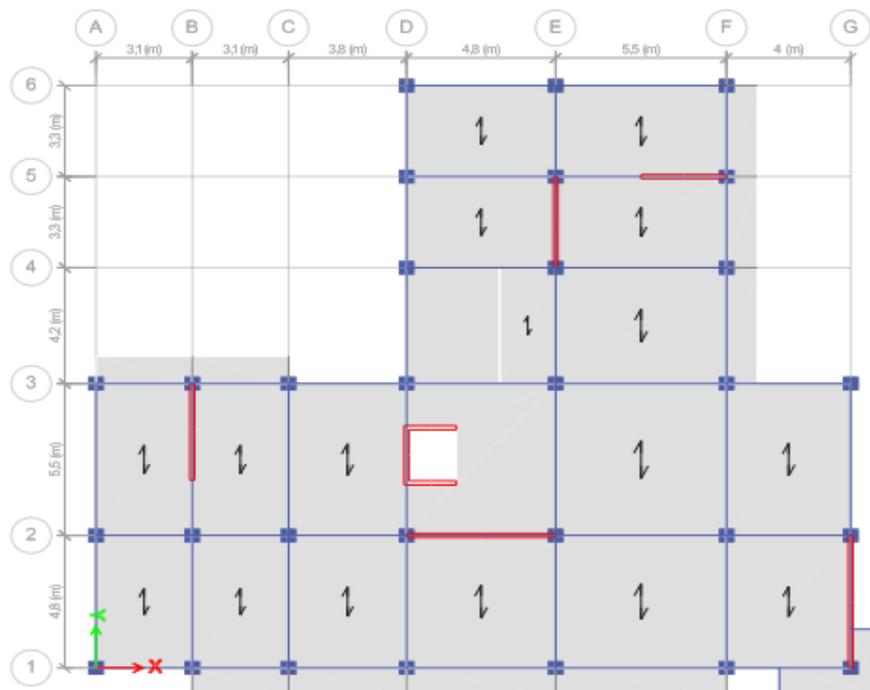


Figure IV.4 : Vue en plan

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

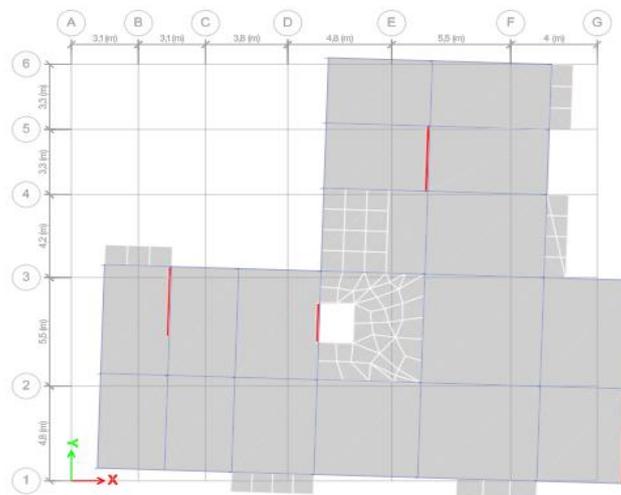
IV.4.2.1 Caractéristiques dynamique propre du 2^{ème} modèle finale

Tableau IV.3 : Participation massique du 2^{ème} modèle.

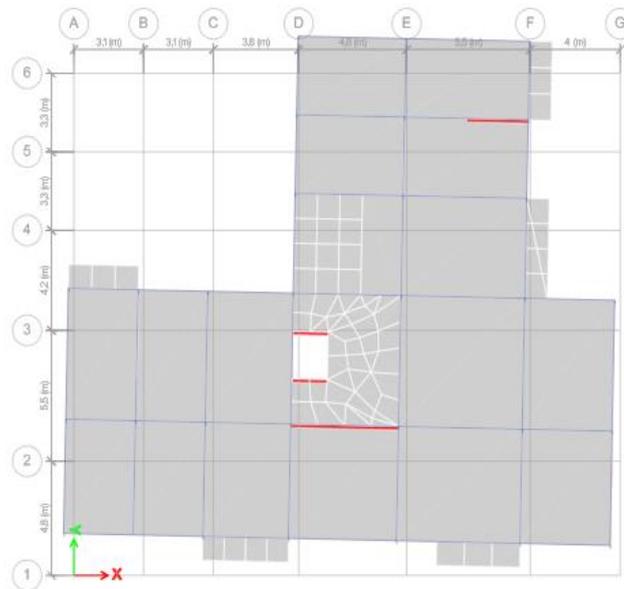
Case	Mode	Période (sec)	UX	UY	UZ	SumUX	SumUY	SumUZ
Modal	1	1,065	0,6227	0,019	0	0,6227	0,019	0
Modal	2	0,933	0,0317	0,6064	0	0,6544	0,6254	0
Modal	3	0,868	0,0197	0,0434	0	0,6741	0,6688	0
Modal	4	0,307	0,1436	0,0087	0	0,8177	0,6775	0
Modal	5	0,27	0,0226	0,0994	0	0,8403	0,7769	0
Modal	6	0,221	0,0021	0,0659	0	0,8424	0,8428	0
Modal	7	0,143	0,0596	0,0042	0	0,902	0,847	0
Modal	8	0,127	0,0105	0,0379	0	0,9125	0,885	0
Modal	9	0,098	0,0007	0,0299	0	0,9131	0,9148	0
Modal	10	0,086	0,0336	0,0016	0	0,9467	0,9165	0
Modal	11	0,077	0,004	0,021	0	0,9507	0,9375	0
Modal	12	0,06	0,0207	0,0008	0	0,9714	0,9383	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

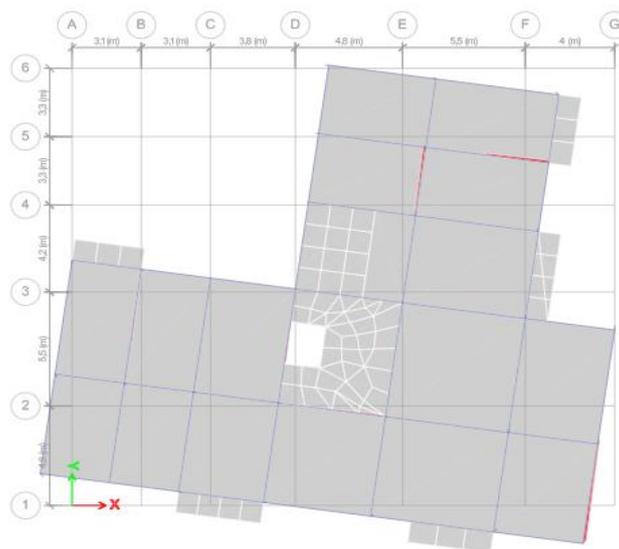
- Une période fondamentale : **T = 1,065 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du **9^{ème}** mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation (x-x)
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation (y-y)
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.



Le 1^{er} mode : translation (x-x)



Le 2^{ème} mode : translation (y-y)



Le 3^{ème} mode : rotation.

Figure IV.5 : Comportement de 2^{ème} vis-à-vis au séisme (3 modes propres).

IV.4.2.2 Calcul de la force sismique total

D'après le fichier des résultats **ETABS** on a :

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

- **Calcul de D :**

$$D_x = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{0.798} \right)^{2/3} = 1.61$$

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

$$D_y = 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2.5 \times 0.8819 \times \left(\frac{0.5}{0.851} \right)^{2/3} = 1.55$$

$$W = 46989,8108 \text{ kN} \begin{cases} V_x = 2723,5294 \text{ kN} \rightarrow 0.8V_x = 2178,8235 \text{ kN} \\ V_y = 2622,0314 \text{ kN} \rightarrow 0.8V_y = 2097,6252 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau IV.4 : Vérification sismique

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V _s (kN)	0,8V _s (kN)
X-X	0,15	1,61	1,2	5	46989,8108	2723,5294	2178,8235
Y-Y	0,15	1,55	1,2	5	46989,8108	2622,0314	2097,6252

IV.4.2.3 Vérification de l'effort tranchant : à la base Art 4.3.6 RPA99 V 2003

$$V_t < 0,8V_{st}$$

$$F_1 = V_t^x = 2161,2273 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_t^y = 2285,5115 \text{ kN}$$

Ce qui donne : $\begin{cases} V_t^x = 2161,2273 \text{ kN} < 0,8V^x = 2178,8235 \text{ kN} \\ V_t^y = 2285,5115 \text{ kN} > 0,8V^y = 2097,6252 \text{ kN} \end{cases}$

le rapport : $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 1.01 \right.$ *le rapport* : $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0.92 \approx 1 \right.$

IV.4.2.4 Vérification des déplacements inter-étage : Art 4.43 RPA99 V 2003

$$\delta_k = R \times \delta_{ek}$$

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

R : coefficient de comportement

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

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

Le déplacement relatif de l'étage ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau IV.5 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x

Etages	X-Dir δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δk (mm)	h étage (mm)	1% h _e (mm)	Obs
10	31,735	158,675	15,12	3060	30,6	C.V

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

9	28,711	143,555	16,12	3060	30,6	C.V
8	25,487	127,435	17,095	3060	30,6	C.V
7	22,068	110,34	17,485	3060	30,6	C.V
6	18,571	92,855	17,77	3060	30,6	C.V
5	15,017	75,085	17,265	3060	30,6	C.V
4	11,564	57,82	16,56	3060	30,6	C.V
3	8,252	41,26	14,9	3060	30,6	C.V
2	5,272	26,36	12,73	3060	30,6	C.V
1	2,726	13,63	9,28	3060	30,6	C.V
RDC	0,87	4,35	4,35	3060	30,6	C.V

Tableau IV.6 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y

Etages	Y-Dir δ_{ek} (mm)	δ_k (mm)	Δk (mm)	h étage (mm)	1% h_e (mm)	Obs
10	24,205	121,025	10,65	3060	30,6	C.V
9	22,075	110,375	11,55	3060	30,6	C.V
8	19,765	98,825	12,48	3060	30,6	C.V
7	17,269	86,345	12,98	3060	30,6	C.V
6	14,673	73,365	13,41	3060	30,6	C.V
5	11,991	59,955	13,23	3060	30,6	C.V
4	9,345	46,725	12,91	3060	30,6	C.V
3	6,763	33,815	11,83	3060	30,6	C.V
2	4,397	21,985	10,335	3060	30,6	C.V
1	2,33	11,65	7,75	3060	30,6	C.V
RDC	0,78	3,9	3,9	3060	30,6	C.V

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.4.2.5 Vérification du critère de l'effort normal : Art 7.1.3.3 RPA99 V 2003

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3 \quad [1]$$

Avec :

N_d : désigne l'effort normal de calcul s'exerçant sur une section du béton. (G+Q+E)

B_c : l'aire (section brute) de cette dernière.

f_{c28} : la résistance caractéristique du béton à 28 jours

N_d : (G+Q+E)

Tableau IV.7 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux

Etages	N_d (N)	(a×b) cm ²	F_{c28} (MPa)	v	Obs	Section corrigée (cm ²)
Etage 10	207570,3	30×30	30	0,077	C.V	35×35
Etage 9	390917,1	30×30		0,145	C.V	35×35
Etage 8	584788	30×30		0,217	C.V	40×40
Etage 7	789971,2	35×35		0,215	C.V	40×40
Etage 6	1004440,5	35×35		0,273	C.V	45×45
Etage 5	1232997,3	40×40		0,257	C.V	45×45
Etage 4	1471730,9	40×40		0,307	C.N.V	50×50
Etage 3	1724882,1	45×45		0,284	C.V	50×50
Etage 2	1987187,6	45×45		0,327	C.N.V	55×55
Etage 1	2261440,3	50×50		0,302	C.N.V	55×55
RDC	2599985	50×50		0,347	C.N.V	60×60

Les efforts normaux réduits dépassent les valeurs admissibles imposées par le «**RPA99 version 2003**».

Il faut donc augmenter les sections des poteaux dans la structure.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.4.3 3^{ème} Modèle

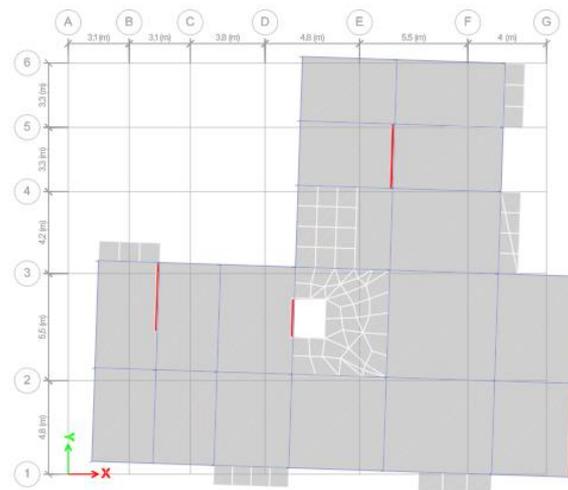
IV.4.3.1 Caractéristiques dynamique propres du 3^{ème} modèle

Tableau IV.8 : Participation massique du 3^{ème} modèle.

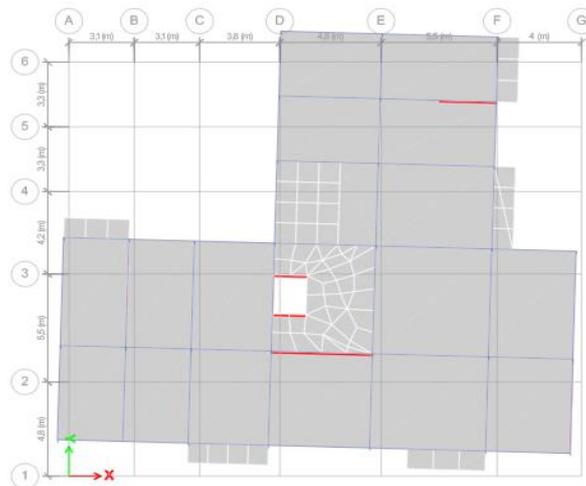
Case	Mode	Période (sec)	UX	UY	UZ	SumU X	SumU Y	SumUZ
Modal	1	0,972	0,618	0,0226	0	0,618	0,0226	0
Modal	2	0,857	0,0411	0,5897	0	0,659	0,6123	0
Modal	3	0,787	0,0222	0,0622	0	0,6812	0,6745	0
Modal	4	0,282	0,1344	0,0097	0	0,8156	0,6842	0
Modal	5	0,25	0,0254	0,0941	0	0,8411	0,7783	0
Modal	6	0,203	0,0023	0,0655	0	0,8434	0,8438	0
Modal	7	0,134	0,0562	0,0049	0	0,8996	0,8486	0
Modal	8	0,12	0,0119	0,036	0	0,9115	0,8847	0
Modal	9	0,092	0,0007	0,0299	0	0,9122	0,9145	0
Modal	10	0,082	0,0321	0,0018	0	0,9442	0,9163	0
Modal	11	0,074	0,0044	0,0202	0	0,9486	0,9365	0
Modal	12	0,057	0,0204	0,001	0	0,9689	0,9375	0

L'analyse dynamique de la structure a conduit à :

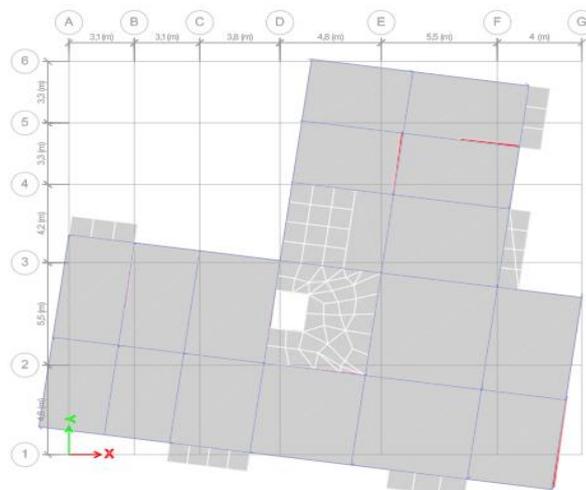
- Une période fondamentale : **T = 0,972 sec.**
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 9^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation (x-x)
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation (y-y)
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.



Le 1^{er} mode : translation (x-x)



Le 2^{ème} mode : translation suivant (y-y)



Le 3^{ème} mode : rotation.

Figure IV.6 : Comportement du model final vis-à-vis au séisme.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.4.3.2 Calcul de la force sismique total :

- $W = 48480,5623 \text{ kN} \begin{cases} V_x = 2809,9334 \text{ kN} \rightarrow 0,8V_x = 2247,9467 \text{ kN} \\ V_y = 2705,2154 \text{ kN} \rightarrow 0,8V_y = 2164,1723 \text{ kN} \end{cases}$

Tableau IV.9 : Vérification sismique

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V _s (kN)	0,8V _s (kN)
X-X	0,15	1,61	1,2	5	48480,5623	2809,9334	2247,9467
Y-Y	0,15	1,55	1,2	5	48480,5623	2705,2154	2164,1723

IV.4.3.3 Vérification de l'effort tranchant : à la base Art 4.3.6 RPA99 V 2003

$$V_t < 0,8V_{st}$$

$$F_1 = V_t^x = 2331,005 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_t^y = 2445,2394 \text{ N}$$

Ce qui donne : $\begin{cases} V_t^x = 2331,005 \text{ kN} > 0,8V^x = 2247,9467 \text{ kN} \\ V_t^y = 2445,2394 \text{ kN} > 0,8V^y = 2164,1723 \text{ kN} \end{cases}$

le rapport : $\left\{ \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0.96 \approx 1 \right.$ le rapport : $\left\{ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0.88 \approx 1 \right.$

IV.4.3.4 Vérification des déplacements inter-étage : Art 4.43 RPA99 V 2003

Le déplacement relatif de l'étage ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau IV.10 : Vérification des déplacements inter-étage sens x-x

Etages	X-Dir δ _{ek} (mm)	δ _k (mm)	Δk (mm)	h étage (mm)	1% h _e (mm)	Obs
10	28.213	141.065	12.625	3060	30,6	C.V
9	25.688	128.44	13.685	3060	30,6	C.V
8	22.951	114.755	14.48	3060	30,6	C.V

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

7	20.055	100.275	15.355	3060	30,6	C.V
6	16.984	84.92	15.62	3060	30,6	C.V
5	13.86	69.3	15.73	3060	30,6	C.V
4	10.714	53.57	15.045	3060	30,6	C.V
3	7.705	38.525	13.95	3060	30,6	C.V
2	4.915	24.575	11.84	3060	30,6	C.V
1	2.547	12.735	8.82	3060	30,6	C.V
RDC	0.783	3.915	3.915	3060	30,6	C.V

Tableau IV.11 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y

Etages	Y-Dir δ_k (mm)	δ_k (mm)	Δk (mm)	h étage (mm)	1% h_e (mm)	Obs
10	22.041	110.205	9.035	3060	30,6	C.V
9	20.234	101.17	9.985	3060	30,6	C.V
8	18.237	91.185	10.765	3060	30,6	C.V
7	16.084	80.42	11.64	3060	30,6	C.V
6	13.756	68.78	12.03	3060	30,6	C.V
5	11.35	56.75	12.34	3060	30,6	C.V
4	8.882	44.41	12.005	3060	30,6	C.V
3	6.481	32.405	11.365	3060	30,6	C.V
2	4.208	21.04	9.84	3060	30,6	C.V
1	2.24	11.2	7.57	3060	30,6	C.V
RDC	0.726	3.63	3.63	3060	30,6	C.V

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.4.3.5 Vérification du critère de l'effort normal : Art 7.1.3.3 RPA99 V 2003

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

Avec :

N_d : (G+Q+E).

Tableau IV.12 : Vérification de l'effort normal pour les poteaux

Etages	N_d (N)	(a×b) cm ²	Fc28 (MPa)	v	Obs
10	231720,2	35×35	30	0,063	C.V
9	440044,5	35×35		0,120	C.V
8	657502,3	40×40		0,137	C.V
7	881738,4	40×40		0,184	C.V
6	1117892,6	45×45		0,184	C.V
5	1362529,9	45×45		0,224	C.V
4	1620022,6	50×50		0,216	C.V
3	1885496,8	50×50		0,251	C.V
2	2162550,7	55×55		0,238	C.V
1	2444693,5	55×55		0,269	C.V
RDC	2792958,3	60×60		0,259	C.V

IV.4.3.6 Vérification de l'effet P-Δ :

$$\theta = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10 \quad [1]$$

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 »

Δ_k : déplacements relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 »

h_k : hauteur de l'étage « k »

Si $\theta_k > 0.20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnées.

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Tableau IV.13 : Vérification de l'effet P-Δ

Etages	V _x (kN)	V _y (kN)	P (kN)	Δ _x (mm)	Δ _y (mm)	h _{étage} (mm)	θ _x	θ _y	Obs
10	505,298	490,5195	4258,8227	12.625	9.035	3060	0,035	0,026	C.V
9	861,2174	883,8405	8373,715	13.685	9.985	3060	0,043	0,031	C.V
8	1148,2641	1203,6169	12566,7154	14.48	10.765	3060	0,052	0,037	C.V
7	1391,1207	1479,3939	16759,7159	15.355	11.64	3060	0,060	0,043	C.V
6	1596,7748	1716,7594	21042,2962	15.62	12.03	3060	0,067	0,048	C.V
5	1779,8998	1919,8899	25324,8765	15.73	12.34	3060	0,073	0,053	C.V
4	1940,4222	2089,5715	29710,8043	15.045	12.005	3060	0,075	0,056	C.V
3	2080,8434	2224,9738	34094,436	13.95	11.365	3060	0,075	0,057	C.V
2	2190,274	2330,124	38590,5907	11.84	9.84	3060	0,068	0,053	C.V
1	2274,6634	2405,7749	43086,7453	8.82	7.57	3060	0,055	0,044	C.V
RDC	2331,005	2445,2394	48480,5623	3.915	3.63	3060	0,027	0,024	C.V

IV.4.3.7 Vérification des conditions du facteur de comportement R :

- Justification du choix du coefficient de comportement du ce modèle :

Dans le système de contreventement mixte assuré par des voiles et portique avec justification d'interaction portiques-voiles (**système 4.a**) ainsi définie par le **RPA99 v2003**.

Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charge verticale.

Les voiles et les portiques reprennent conjointement la charge horizontale proportionnellement à leur rigidité relative ainsi que les sollicitations résultantes de leurs interactions à tous les niveaux.

Les portiques doivent reprendre, outre les sollicitations dues aux charges verticales, au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage.

- Justification des voiles sous charge verticale :

On a considéré les efforts sous la combinaison ELS.

L'effort normal total à la base de la structure P_{Tot} = 54390,4183 kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles P_{voiles} = 12785,0511 kN.

$$\frac{P_{voile}}{P_{tot}} < 20\%$$

Tableau IV.14 : Justification des voiles sous charge verticale

	P _{tot} (kN)	P _{voile} (kN)	Pourcentage	Justification
Effort	54165.8678	14107.2367	23%	Non

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

Alors les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Donc on change le coefficient du comportement global de la structure vers $R = 3.5$ (contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).

IV.4.4 Modèle finale :

IV.4.4.1 Calcul de la force sismique total :

$$\bullet \quad W = 48480,5623 \text{ kN} \begin{cases} V_x = 4014,1906 \text{ kN} \rightarrow 0.8V_x = 3211,3524 \text{ kN} \\ V_y = 3864,6605 \text{ kN} \rightarrow 0.8V_y = 3091,6747 \text{ kN} \end{cases}$$

Tableau IV.15 : Vérification sismique

Sens	A	D	Q	R	W (kN)	V _s (kN)	0,8V _s (kN)
X-X	0,15	1,61	1,2	3,5	48480,5623	4014,1906	3211,3524
Y-Y	0,15	1,54	1,2	3,5	48480,5623	3864,6605	3091,6747

IV.4.4.2 Vérification de l'effort tranchant : à la base Art 4.3.6 RPA99 V 2003

$$V_t < 0,8V_{st}$$

$$F_1 = V_t^x = 3305,2847 \text{ kN}$$

$$F_2 = V_t^y = 3489,1473 \text{ kN}$$

$$\text{Ce qui donne : } \begin{cases} V_t^x = 3305,2847 \text{ kN} > 0,8V^x = 3211,3524 \text{ kN} \\ V_t^y = 3489,1473 \text{ kN} > 0,8V^y = 3091,6747 \text{ kN} \end{cases}$$

$$\text{le rapport : } \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,8V^x}{V_t^x} = 0.97 \approx 1 \\ \frac{0,8V^y}{V_t^y} = 0.89 \approx 1 \end{array} \right.$$

IV.4.4.3 Vérification des déplacements inter-étage : Art 4.43 RPA99 V 2003

Le déplacement relatif de l'étage ne doit pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

Tableau IV.16: Vérification des déplacements inter-étage sens x-x

Etages	X-Dir δ_k (mm)	δ_k (mm)	Δk (mm)	h étage (mm)	1% h (mm)	Obs
10	40,155	140,5425	12,579	3060	30,6	C.V
9	36,561	127,9635	13,636	3060	30,6	C.V

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

8	32,665	114,3275	14,427	3060	30,6	C.V
7	28,543	99,9005	15,2985	3060	30,6	C.V
6	24,172	84,602	15,5575	3060	30,6	C.V
5	19,727	69,0445	15,6695	3060	30,6	C.V
4	15,25	53,375	14,987	3060	30,6	C.V
3	10,968	38,388	13,902	3060	30,6	C.V
2	6,996	24,486	11,7985	3060	30,6	C.V
1	3,625	12,6875	8,792	3060	30,6	C.V
RDC	1,113	3,8955	3,8955	3060	30,6	C.V

Tableau IV.17 : Vérification des déplacements inter-étage sens y-y

Etages	Y-Dir δ_k (mm)	δ_k (mm)	Δ_k (mm)	h étage (mm)	1% h_e (mm)	Obs
10	31,588	110,558	9,0685	3060	30,6	C.V
9	28,997	101,4895	10,0135	3060	30,6	C.V
8	26,136	91,476	10,801	3060	30,6	C.V
7	23,05	80,675	11,676	3060	30,6	C.V
6	19,714	68,999	12,068	3060	30,6	C.V
5	16,266	56,931	12,3795	3060	30,6	C.V
4	12,729	44,5515	12,0435	3060	30,6	C.V
3	9,288	32,508	11,403	3060	30,6	C.V
2	6,03	21,105	9,877	3060	30,6	C.V
1	3,208	11,228	7,588	3060	30,6	C.V
RDC	1,04	3,64	3,64	3060	30,6	C.V

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.4.4.4 Vérification du critère de l'effort normal réduit : Art 7.1.3.3 RPA99 V 2003

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$$

N_d : (G+Q+E).

Tableau IV.18 : Vérification de l'effort normal réduit pour les poteaux

Etages	N_d (N)	B_c mm ²	F_{c28} (MPa)	v	Obs
10	235164,1	35×35	30	0,064	C.V
9	448244,3	35×35		0,122	C.V
8	671719,2	40×40		0,140	C.V
7	903134,1	40×40		0,188	C.V
6	1147609	45×45		0,189	C.V
5	1401385,6	45×45		0,231	C.V
4	1668572,4	50×50		0,222	C.V
3	1943775,6	50×50		0,259	C.V
2	2229963,6	55×55		0,246	C.V
1	2519827,5	55×55		0,278	C.V
RDC	2873095,4	60×60		0,266	C.V

IV.4.4.5 Vérification de l'effet P-Δ :

Tableau IV.19 : Vérification de l'effet P-Δ

Etages	V_x (kN)	V_y (kN)	P (kN)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	$h_{\text{étage}}$ (mm)	θ_x	θ_y	Obs
10	705,644	693,4819	4258,8227	12,579	9,0685	3060	0,025	0,018	C.V
9	1223,4114	1260,4492	8373,715	13,636	10,0135	3060	0,031	0,022	C.V
8	1632,5746	1722,3257	12566,7154	14,427	10,801	3060	0,036	0,026	C.V
7	1975,4258	2116,1859	16759,7159	15,2985	11,676	3060	0,042	0,030	C.V
6	2268,3663	2454,2874	21042,2962	15,5575	12,068	3060	0,047	0,034	C.V
5	2528,9462	2774,4533	25324,8765	15,6695	12,3795	3060	0,051	0,037	C.V
4	2758,3714	2988,1609	29710,8043	14,987	12,0435	3060	0,053	0,039	C.V
3	2958,6816	3184,6196	34094,436	13,902	11,403	3060	0,052	0,040	C.V
2	3117,8105	3335,3978	38590,5907	11,7985	9,877	3060	0,048	0,037	C.V
1	3235,273	3438,4591	43086,7453	8,792	7,588	3060	0,038	0,031	C.V
RDC	3305,2847	3489,9455	48480,5623	3,8955	3,64	3060	0,019	0,017	C.V

CHAPITRE IV : ETUDE DYNAMIQUE EN ZONE SISMIQUE

IV.4.4.6 Vérification des conditions du facteur de comportement R :

- Justification des voiles sous charge verticale :

On a considéré les efforts sous la combinaison ELS.

L'effort normal total à la base de la structure $P_{\text{tot}} = 55078,715$ kN.

L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{\text{voiles}} = 12903,2583$ kN.

$$\frac{P_{\text{voile}}}{P_{\text{tot}}} > 20\%$$

Tableau IV.20 : Justification des voiles sous charge verticale

	P_{tot} (kN)	P_{voile} (kN)	Pourcentage	Justification
Effort	55078,715	12903,2583	23%	Oui

Les voiles de contreventement reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales.

Alors le choix du coefficient de comportement global (**R = 3.5**) est justifié.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.1 Introduction

Le ferrailage des éléments résistant doit être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** et le **RPA99** version **2003**.

Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

1. poteaux
2. poutres
3. voiles

V.2 Ferrailage des poteaux

V.2.1 Introduction

Les poteaux sont des éléments structuraux verticaux, ils constituent des points d'appuis pour les poutres et jouent un rôle très important dans la transmission des efforts vers les fondations. Les sections des poteaux sont soumises à la flexion composée (M, N), compression "N", et à un moment fléchissant "M".

Une section soumise à la flexion composée peut être l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue SET.
- Section entièrement comprimée SEC.
- Section partiellement comprimée SPC.

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 :

a. Situation durable :

- **Béton** : $\gamma_b = 1,5$; $f_{c28} = 30MPa$; $\sigma_{bc} = 17MPa$
- **Acier** : $\gamma_s = 1,15$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 435MPa$

b. Situation accidentelle :

- **Béton** : $\gamma_b = 1,15$; $f_{c28} = 30MPa$; $\sigma_{bc} = 22,17MPa$
- **Acier** : $\gamma_s = 1$; Nuance FeE500 ; $\sigma_s = 500MPa$

V.2.2 Combinaison d'action

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

a. Selon CBA 93 :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Situation durable :

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- $G+Q+E$
- $0,8G\pm E$

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

- 1- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr}).
- 2- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}).
- 3- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}).

V.2.3 Recommandation selon RPA99 version 2003

D'après le **RPA99** version **2003**, pour une zone sismique IIa, les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochet.

- Leur pourcentage est limité par :

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \dots\dots\dots \text{Zone courante (ZC)}$$

$$0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \dots\dots\dots \text{Zone de recouvrement (ZR)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm²].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\varnothing$ en zone de recouvrement.
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25cm.
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, à l'extérieur des zones nodales.

V.2.4 Méthode de calcul :

Les tableaux suivants regroupent tous les résultats des efforts ainsi que la section d'armature calculée en utilisant les différentes combinaisons

N.B : On utilise Le logiciel de SOCOTEC pour le ferrailage des sections.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

a. Situation durable

- Combinaison : **1,35G+1,5Q**

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.1 : Ferrillages des poteaux carrés situation durable (N^{\max} , M^{corr})

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s /face (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s min (cm ²)
RDC	60×60	-3580,02	13,15	SEC	0	0	28,8
1^{er}, 2^{ème}	55×55	-3110,87	30,98	SEC	0	0	24,2
3^{ème}, 4^{ème}	50×50	-2398,25	28,59	SEC	0	0	20
5^{ème}, 6^{ème}	45×45	-1743,54	27,71	SEC	0	0	16,2
7^{ème}, 8^{ème}	40×40	-1440,08	25,52	SEC	0	0	12,8
9^{ème}, 10^{ème}	35×35	-576,16	21,50	SEC	0	0	9,8

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.2 : Ferrillages des poteaux carrés situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN.m)	N^{corr} (kN)	Sollicitation	A_s /face (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s min (cm ²)
RDC	60×60	36,21	-173,525	SEC	0	0	28,8
1^{er}, 2^{ème}	55×55	-58,33	-2062,60	SEC	0	0	24,2
3^{ème}, 4^{ème}	50×50	-64,43	-1265,11	SEC	0	0	20
5^{ème}, 6^{ème}	45×45	-71,43	-846,35	SEC	0	0	16,2
7^{ème}, 8^{ème}	40×40	-70,77	-486,33	SEC	0	0	12,8
9^{ème}, 10^{ème}	35×35	-61,30	-164,57	SPC	3,21	0	9,8

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.3 : Ferrillages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s /face (cm ²)	A_s' (cm ²)	A_s min (cm ²)
RDC	60×60	-100,44	17,09	SEC	0	0	28,8
1^{er}, 2^{ème}	55×55	-925,07	-19,71	SEC	0	0	24,2
3^{ème}, 4^{ème}	50×50	-706,01	-22,005	SEC	0	0	20
5^{ème}, 6^{ème}	45×45	-486,44	16,485	SEC	0	0	16,2
7^{ème}, 8^{ème}	40×40	-276,92	16,68	SEC	0	0	12,8
9^{ème}, 10^{ème}	35×35	-82,55	14,45	SPC	0,05	0	9,8

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

b. Situation accidentelle

- Combinaison : G+Q+E

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.4 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s/face (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s \text{ min}$ (cm ²)
RDC	60×60	-2873,10	-118,38	SEC	0	0	28,8
1 ^{er} , 2 ^{ème}	55×55	-2519,83	-92,007	SEC	0	0	24,2
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50×50	-1943,78	-91,29	SEC	0	0	20
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	-1401,38	-87,70	SEC	0	0	16,2
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	-903,13	-74,07	SEC	0	0	12,8
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	35×35	-448,24	-53,82	SEC	0	0	9,8

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.5 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s/face (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s \text{ min}$ (cm ²)
RDC	60×60	170,42	-80,02	SPC	5,58	0	28,8
1 ^{er} , 2 ^{ème}	55×55	-172,60	-2039,61	SEC	0	0	24,2
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50×50	-187,15	-1402,96	SEC	0	0	20
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	-172,15	-860,55	SEC	0	0	16,2
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	-138,03	-440,77	SPC	4,15	0	12,8
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	35×35	-99,06	-131,78	SPC	5,96	0	9,8

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.6 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s/face (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s \text{ min}$ (cm ²)
RDC	60×60	-48,01	164,61	SPC	5,7	0	28,8
1 ^{er} , 2 ^{ème}	55×55	-250,11	44,02	SEC	0	0	24,2
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50×50	-208,31	38,22	SEC	0	0	20
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	-161,25	44,47	SPC	0,5	0	16,2
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	-108,50	35,83	SPC	0,9	0	12,8
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	35×35	-39,07	26,53	SPC	1,4	0	9,8

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- Combinaison : 0,8G+E

a. (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau V.7 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\max} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s \text{ min}$ (cm ²)
RDC	60×60	-2183,15	-120,32	SEC	0	0	28,8
1 ^{er} , 2 ^{ème}	55×55	-1935,64	-123,47	SEC	0	0	24,2
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50×50	-1392,87	-145,41	SEC	0	0	20
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	-999,61	-83,77	SEC	0	0	16,2
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	-642,37	-69,58	SEC	0	0	12,8
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	35×35	-320,15	-49,41	SEC	0	0	9,8

b. (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau V.8 : Ferrailages des poteaux carrés situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	M^{\max} (kN)	N^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s/face (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s \text{ min}$ (cm ²)
RDC	60×60	158,59	-31,73	SPC	5,64	0	28,8
1 ^{er} , 2 ^{ème}	55×55	-160,91	-1667,98	SEC	0	0	24,2
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50×50	-172,70	-1134,38	SEC	0	0	20
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	-156,02	-680,45	SPC	1,42	0	16,2
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	-122,21	-337,06	SPC	4,07	0	12,8
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	35×35	-85,34	-96,48	SPC	5,22	0	9,8

c. (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.9 : Ferrailages des poteaux carrés situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Sections (cm ²)	N^{\min} (kN)	M^{corr} (kN.m)	Sollicitation	A_s/face (cm ²)	A_s' (cm ²)	$A_s \text{ min}$ (cm ²)
RDC	60×60	33,32	132,334	SPC	5,34	0	28,8
1 ^{er} , 2 ^{ème}	55×55	45,022	122,15	SPC	5,57	0	24,2
3 ^{ème} , 4 ^{ème}	50×50	-37,282	142,65	SPC	6,28	0	20
5 ^{ème} , 6 ^{ème}	45×45	-63,008	42,41	SPC	1,49	0	16,2
7 ^{ème} , 8 ^{ème}	40×40	-52,93	33,64	SPC	1,4	0	12,8
9 ^{ème} , 10 ^{ème}	35×35	-23,295	24,57	SPC	1,45	0	9,8

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.2.5. Choix des armatures

Tableau V.10 : Choix des armatures des poteaux carrés.

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} /face (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{max} (ZC) (cm ²)	A _s ^{max} (ZR) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
RDC	60×60	5,7	28,8	108	216	12T20	37,70
1^{er}, 2^{ème}	55×55	5,57	24,2	90,75	181,5	4T20+8T14	24,88
3^{ème}, 4^{ème}	50×50	6,28	20	75	150	12T16	24,13
5^{ème}, 6^{ème}	45×45	1,49	16,2	60,75	121,5	4T16+8T14	20,35
7^{ème}, 8^{ème}	40×40	4,15	12,8	48	96	12T14	18,47
9^{ème}, 10^{ème}	35×35	5,96	9,8	36,75	73,5	12T14	18,47

V.2.6 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service

Les contraintes sont calculées à l'état limite de service sous (M_{ser}, N_{ser}) (annexe, organigramme), puis elles sont comparées aux contraintes admissible données par :

- **Béton** : On doit vérifier que :

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y \leq \bar{\sigma}_{bc}$$

$$\bar{\sigma}_c = 0,6f_{c28} = 18MPa$$

- **Acier** : Fissuration peu préjudiciablePas de vérification

$$\text{Fissuration préjudiciable.....} \bar{\sigma}_s = 0,8\xi_s = \text{Min} \left[\frac{2}{3} fe ; \max(0,5fe ; 110\sqrt{\eta f_{t28}}) \right]$$

$$\text{Fissuration très préjudiciable} \bar{\sigma}_s = 0,8\xi_s$$

Avec : η=1,6 pour les aciers H.A

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable, donc $\bar{\sigma}_s = 250MPa$.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

- Combinaison : **ELS (G+Q)**

- a. (N^{max}, M^{corr}) :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.11 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (N_{ser}^{max} , M_{ser}^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	N_{ser}^{max} (kN)	M_{ser}^{corr} (kN.m)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérification
RDC	60×60	-2063,94	9,605	5,16	18	76,80	250	ok
1^{er}, 2^{ème}	55×55	-788,48	26,38	3,04	18	43,10	250	ok
3^{ème}, 4^{ème}	50×50	-594,53	27,59	3,14	18	43,30	250	ok
5^{ème}, 6^{ème}	45×45	-409,60	27,91	3,24	18	42,60	250	ok
7^{ème}, 8^{ème}	40×40	-234,76	27,21	3,47	18	41,30	250	ok
9^{ème}, 10^{ème}	35×35	-70,24	25,80	4,46	18	37,40	250	ok

a. (M^{max} , N^{corr}) :

Tableau V.12 : Vérifications des contraintes pour les poteaux (M_{ser}^{max} , N_{ser}^{corr})

Niveaux	Section (cm ²)	M_{ser}^{max} (kN.m)	N_{ser}^{corr} (kN)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_c$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}$ (MPa)	Vérification
RDC	60×60	25,68	-124,50	0,91	18	11,70	250	ok
1^{er}, 2^{ème}	55×55	-42,06	-1059,98	4,27	18	60,10	250	ok
3^{ème}, 4^{ème}	50×50	-47,03	-925,52	5,04	18	69,10	250	ok
5^{ème}, 6^{ème}	45×45	-52,14	-619,97	5,42	18	70,30	250	ok
7^{ème}, 8^{ème}	40×40	-51,66	-355,72	6,45	18	73,40	250	ok
9^{ème}, 10^{ème}	35×35	-44,75	-120,34	7,74	18	64,60	250	ok

V.2.7 Vérification De L'effort Tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Le calcul de la contrainte de cisaillement se fait au niveau de l'axe neutre. La contrainte de cisaillement est exprimée en fonction de l'effort tranchant à l'état limite ultime par :

Il faut vérifier que : $r_u = \frac{T_u}{bd} \leq r_u$ poteaux carrés

Où τ_u : contrainte de cisaillement

T_u : effort tranchant à l'état limite ultime de la section étudiée

b : la largeur de la section étudiée

d : la hauteur utile ($d = h - c$).

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

R : Rayon de la section du poteau.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le BAEL 91.

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min}(0,13f_{c28}; 5\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration peu préjudiciable}$$

$$\bar{\tau}_u \leq \text{Min}(0,10f_{c28}; 4\text{MPa}) \dots\dots\dots \text{Fissuration préjudiciable et très préjudiciable}$$

Selon RPA99 ver.03

$$\bar{\tau}_u = \rho_d f_{c28}$$

$$\rho_d = 0,075 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_d = 0,040 \dots\dots\dots \text{si l'élancement } \lambda_g < 5$$

Avec :

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau est donné par : } \lambda_g = \frac{L_f}{a}$$

i : Rayon de giration.

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considérée.

B : Section du poteau.

L_f : Longueur de flambement.

Les résultats sont regroupés dans les tableaux suivants :

Poteaux carrés :

Tableau V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ _g	ρ _d	τ _u ^{RPA} (MPa)	τ _u ^{BAEL} (MPa)	Vérification
RDC	60×60	37,14	0,115	3,89	0,04	1,20	3	ok
1^{er}, 2^{ème}	55×55	-36,58	0,134	4,28	0,04	1,20	3	ok
3^{ème}, 4^{ème}	50×50	-43,82	0,195	4,76	0,04	1,20	3	ok
5^{ème}, 6^{ème}	45×45	-48,49	0,266	5,35	0,075	2,25	3	ok
7^{ème}, 8^{ème}	40×40	-47,79	0,332	6,12	0,075	2,25	3	ok
9^{ème}, 10^{ème}	35×35	-41,56	0,377	7,14	0,075	2,25	3	ok

V.2.8 Ferrailage transversal des poteaux

Les armatures transversales sont déterminées à partir des formules du CBA 93 et celles du RPA99 version 2003, elles sont données comme suit :

- Selon CBA 93 [4]

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

$$S_t \leq \text{Min}(0,9d; 40\text{cm})$$

$$\varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right)$$

$$\frac{A_t f_e}{I b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{r_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)$$

A_t : Section d'armatures transversales.

b : Largeur de la section droite.

h : Hauteur de la section droite.

S_t : Espacement des armatures transversales.

\varnothing_t : Diamètre des armatures transversales.

\varnothing_l : Diamètre des armatures longitudinales.

– **Selon le RPA99 version 2003**

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

Avec :

A_t : Section d'armatures transversales.

S_t : Espacement des armatures transversales.

T_u : Effort tranchant à l'ELU.

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

h : Hauteur totale de la section brute.

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

$$\rho_a = 2,5 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g \geq 5$$

$$\rho_a = 3,75 \dots \dots \dots \text{si } \lambda_g < 5$$

L'élançement géométrique du poteau est donné par :

$$\lambda_g = \frac{l_f}{a}$$

a : Dimension de la section droite du poteau.

L_f : Longueur du flambement du poteau.

– L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \text{Min}(10\varphi_l; 15\text{cm}) \dots \dots \dots \text{Zone nodale (zone IIa).}$$

$$S_t \leq 15\varphi_l \dots \dots \dots \text{Zone courante (zone IIa).}$$

Où φ_l est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

La quantité d'armature transversale minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en % est donnée comme suit :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

si	$\lambda_g \geq 5$	0,3%
$\{si$	$\lambda_g \leq 3$	0,8%
si	$3 < \lambda_g < 5$	Interpoler entre les valeurs limites précédentes

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau V.14 : Espacement maximale selon **RPA99** des poteaux carrés.

Niveaux	Section (cm ²)	Barres	\varnothing_1 (mm)	S_t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
RDC	60×60	12T20	20	10	20
1^{er}, 2^{ème}	55×55	4T20+8T14	14	10	20
3^{ème}, 4^{ème}	50×50	12T16	16	10	20
5^{ème}, 6^{ème}	45×45	4T16+8T14	14	10	15
7^{ème}, 8^{ème}	40×40	12T14	14	10	15
9^{ème}, 10^{ème}	35×35	12T14	14	10	15

Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau V.15 : Choix des armatures transversales pour les poteaux carrés.

Niveaux	Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g (%)	ρ_a	Tu^{\max} (kN)	Zone	S_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
RDC	60×60	2,142	3,89	3,75	37,14	N	10	0,696	4T8	2,01
						C	20	1,393	4T8	2,01
1^{er}, 2^{ème}	55×55	2,142	4,28	3,75	-36,58	N	10	0,748	4T8	2,01
						C	20	0,998	4T8	2,01
3^{ème}, 4^{ème}	50×50	2,142	4,76	3,75	-43,82	N	15	0,986	4T8	2,01
						C	20	1,315	4T8	2,01
5^{ème}, 6^{ème}	45×45	2,142	5,35	2,5	-48,49	N	10	0,808	4T8	2,01
						C	15	1,077	4T8	2,01
7^{ème}, 8^{ème}	40×40	2,142	6,12	2,5	-47,79	N	10	0,890	4T8	2,01
						C	15	1,187	4T8	2,01
9^{ème}, 10	35×35	2,142	7,14	2,5	-41,56	N	10	0,890	4T8	2,01
						C	15	1,187	4T8	2,01

V.2.9 Longueur de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r=40\phi_1$ en zone IIa.

Pour :

$$\phi_1 = 20\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 80\text{cm}$$

$$\phi_1 = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 64\text{cm}$$

$$\phi_1 = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 56\text{cm}$$

V.2.10 Ferrailage des poteaux de sous-sol

Les poteaux de l'infrastructure sont supposés travailler à la compression simple, la section d'armature longitudinale sera donnée par :

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

Avec :

- N_u : Effort normal de compression simple pondéré.
- γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que $\Rightarrow \gamma_b = 1,5$ situation durable ou transitoire
- γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que $\Rightarrow \gamma_s = 1,15$ situation durable ou transitoire
- α : Coefficient de réduction en fonction de λ

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} \quad \text{Pour } \lambda < 50$$

$$\alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 \quad \text{Pour } 50 \leq \lambda \leq 70$$

- Poteau carré $\lambda = \frac{L_f}{i}$
- L_f : longueur de flambement, on prend $L_f = 0,7L_0$
- i : rayon de giration de la section du béton seul avec : $i = \sqrt{\frac{I}{B}}$
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
- f_e : contrainte limite élastique des aciers $f_e = 500 \text{ MPa}$
- B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en déduisant de la section réelle 1cm
- Poteau carré $\dots\dots\dots B_r = (a-0,02)^2 \text{ [m}^2\text{]}$.

a. Calcul de l'effort normal pondéré

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal.

$$N_u(\text{RDC}) = 3580,02 \text{ kN}$$

$$\text{Poids du plancher} \dots\dots\dots 6,11 \times 24,01 = 146,70 \text{ kN}$$

$$\text{Poids du poteau} \dots\dots\dots (0,55)^2 \times (2,59 - 0,45) \times 25 = 16,18 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la poutre principale} \dots\dots\dots G_{PP} = 9,09 \text{ kN}$$

$$\text{Poids de la poutre secondaire} \dots\dots\dots G_{PP} = 9,09 \text{ kN}$$

$$\mathbf{G = 181,06 \text{ kN}}$$

$$\text{Surcharge d'exploitation : } Q = 2,5 \times 24,70 = \mathbf{61,75 \text{ kN}}$$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 337,06 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 3917,08 \text{ kN}$$

b. Calcul du ferrailage

Le sous-sol est de section carré $B = 60 \times 60 \text{ cm}^2$

$$i = \frac{a}{\sqrt{12}} = \frac{60}{\sqrt{12}} = 17,32 \text{ cm}$$

$$\lambda = \frac{0,7 \times 2,59 \times 10^2}{17,32} = 10,48 < 50$$

$$\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} = 0,835$$

$$B_r = (60 - 2)^2 = 3364 \text{ cm}^2$$

D'où

$$A_s \geq \left(\frac{3917,08 \times 10^3}{0,835} - \frac{3364 \times 10^2 \times 30}{0,9 \times 1,5} \right) \frac{1,15}{500} = 83,87 \text{ cm}^2$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égal à 3917,08 kN a donné une section inférieure à celle exigée par l'RPA99 v03 ($A_{s \text{ min}} = 28,8 \text{ cm}^2$) ; notre choix est la même section d'armature des poteaux du RDC, soit : $A_s = 12T20 = 37,7 \text{ cm}^2$

V.2.11 Schéma de ferrailage de poteaux

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

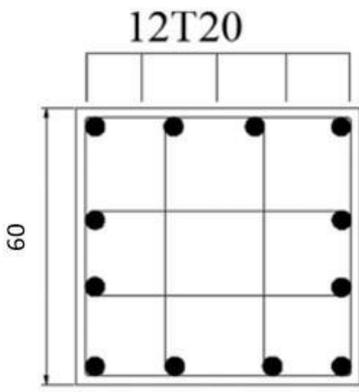
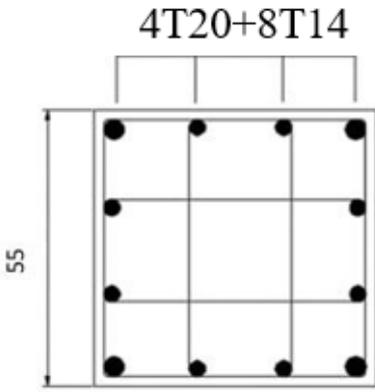
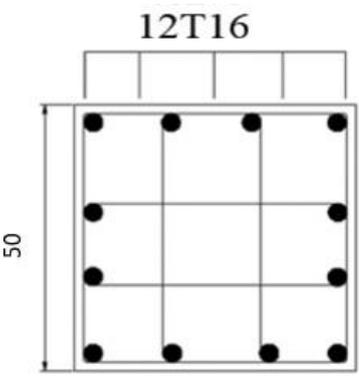
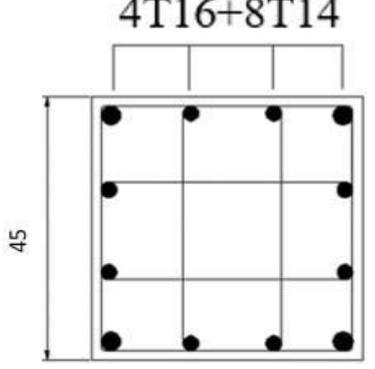
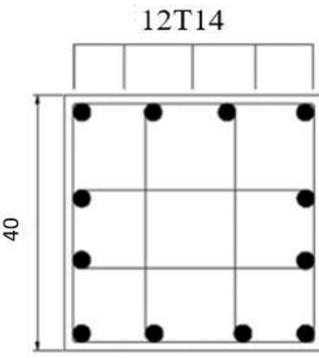
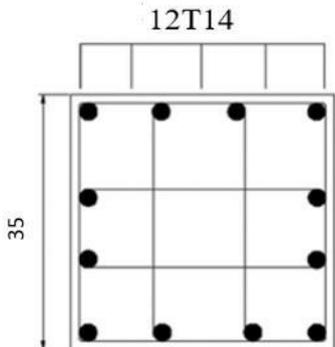
 <p style="text-align: center;">12T20</p>	 <p style="text-align: center;">4T20+8T14</p>
Poteaux de sous-sol+ RDC (60×60).	Poteaux e 1^{er} et 2^{ème} étage (55×55).
 <p style="text-align: center;">12T16</p>	 <p style="text-align: center;">4T16+8T14</p>
Poteaux 3^{ème} et 4^{ème} étage (55×55).	Poteaux 5^{ème} et 6^{ème} étage (45×45).
 <p style="text-align: center;">12T14</p>	 <p style="text-align: center;">12T14</p>
Poteaux 7^{ème} et 8^{ème} étage (40×40).	Poteaux 9^{ème} et 10^{ème} étage (35×35).

Figure V.1 : Détails de ferrailage des poteaux.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.3 Ferrailage des poutres

V.3.1 Introduction

Les poutres sont des éléments structuraux horizontaux qui permettent de transférer les charges aux poteaux, elles sont sollicitées par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le ferrailage des poutres est donné par l'organigramme de la flexion simple (voir annexe).

On fait le calcul pour les situations suivantes :

a. Selon CBA 93

Situation durable :

- ELU : $1,35G+1,5Q$
- ELS : $G+Q$

b. Selon RPA 99 :

Situation accidentelle :

- $G+Q+E$
- $0,8G+E$

V.3.2 Recommandations des règlements BAEL et RPA99

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section.
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa.
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .

V.3.3 Calcul du ferrailage

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

On dispose de 2 types de poutres :

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

1. Sens porteur 30x45

- ##### a. Situation durable : $1,35G+1,5Q$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Tableau V.16 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×45	Travée	104,42	6,37	0
		Appui	-139,40	8,74	0
Etage courant	30×45	Travée	78,82	4,72	0
		Appui	-133,43	8,33	0
Terrasse	30×45	Travée	91,34	5,52	0
		Appui	-142,51	8,96	0

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.17 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×45	Travée	74,55	3,80	0
		Appui	-135,69	7,11	0
Etage courant	30×45	Travée	107,39	5,55	0
		Appui	-188,15	10,12	0
Terrasse	30×45	Travée	78,58	4,01	0
		Appui	-178,25	9,54	0

c. Situation accidentelle : 0.8G+E

Tableau V.18 : Ferrailage des poutres porteuses (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×45	Travée	45,87	2,31	0
		Appui	-80,61	4,12	0
Etage courant	30×45	Travée	111,19	5,76	0
		Appui	-163,68	8,70	0
Terrasse	30×45	Travée	61,80	3,13	0
		Appui	-146,61	7,72	0

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

2. Sens non porteur 30×45

a. Situation durable : 1,35G+1,5Q

Tableau V.19 : Ferrailage des poutres porteuses (situation durable).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×45	Travée	38,91	2,27	0
		Appui	-52,80	3,10	0
Etage courant	30×45	Travée	61,32	3,62	0
		Appui	-90,08	5,44	0
Terrasse	30×45	Travée	56,20	3,31	0
		Appui	-83,60	5,02	0

b. Situation accidentelle : G+Q+E

Tableau V.20 : Ferrailage des poutres non porteuses (situation accidentelle)

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×45	Travée	45,04	2,47	0
		Appui	-62,10	3,15	0
Etage courant	30×45	Travée	126,38	6,69	0
		Appui	-149,65	7,90	0
Terrasse	30×45	Travée	87,27	4,47	0
		Appui	-123,94	6,46	0

c. Situation accidentelle : 0,8G+E

Tableau V.21 : Ferrailage des poutres non porteuses 30×45 (situation accidentelle).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (cm ²)	A _s ' (cm ²)
Etage de commerce	30×45	Travée	44,99	2,26	0
		Appui	-54,49	2,75	0
Etage courant	30×45	Travée	115,82	6,01	0
		Appui	-134,97	7,07	0
Terrasse	30×45	Travée	75,17	3,83	0
		Appui	-108,87	5,63	0

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.3.4 Choix d'armature

Tableau V.22 : Choix des armatures pour les poutres porteuses (30*45).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (ZC) (cm ²)	A _s (ZR) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage de commerce	30×45	Travée	104,42	54	81	6,75	6,37	5T14	7,70
		Appui	-139,40				8,74	6T14	9,24
Etage courant	30×45	Travée	111,19	54	81	6,75	5,76	5T14	7,70
		Appui	-188,15				10,12	5T16	10,05
Terrasse	30×45	Travée	91,34	54	81	6,75	5,52	5T14	7,70
		Appui	-178,25				9,54	5T16	10,05

Tableau V.23 : Choix des armatures pour les poutres non porteuses (30*45).

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M ^{max} (kN.m)	A _s (ZC) (cm ²)	A _s (ZR) (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
Etage de commerce	30×45	Travée	45,04	54	81	6,75	2,47	6T12	6,79
		Appui	-62,09				3,15	6T12	6,79
Etage courant	30×45	Travée	126,38	54	81	6,75	6,69	6T12	6,79
		Appui	-149,65				7,90	6T14	9,24
Terrasse	30×45	Travée	87,27	54	81	6,75	4,47	6T12	6,79
		Appui	-123,94				6,47	6T12	6,79

V.3.5 Condition de non-fragilité

$$A_s \geq A_s^{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \quad \text{Avec : } f_{t28} = 2,4MPa ; f_e = 500MPa$$

Tableau V.24 : Vérification de condition de non fragilité.

Type	Section (cm ²)	A _s ^{choix (min)} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	Observation
Poutre porteuse	30×45	7,70	1,34	Vérifiée
Poutre non porteuse	30×45	6,79	1,34	Vérifiée

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.3.6 Vérification des contraintes à l'ELS

a. Sens porteur 30x45

Tableau V.25 : Vérification des poutres porteuse à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _c (MPa)	σ _s (MPa)	σ (MPa)	Vérification
Etage de commerce	30x45	Travée	73,64	9,4	18	77,3	250	ok
		Appui	-98,34	12,1	18	97,7	250	ok
Etage courant	30x45	Travée	57,13	7,3	18	60	250	ok
		Appui	-96,77	10,6	18	92,6	250	ok
Terrasse	30x45	Travée	66,73	8,52	18	70	250	ok
		Appui	-104,06	11,4	18	99,6	250	ok

b. Sens non porteur 30x45

Tableau V.26 : Vérification des poutres non porteuse à l'ELS.

Niveaux	Section (cm ²)	Position	M _{ser} (kN.m)	σ _{bc} (MPa)	σ _c (MPa)	σ _s (MPa)	σ (MPa)	Vérification
Etage de commerce	30x45	Travée	28,41	4,2	18	30,9	250	ok
		Appui	-38,53	5,58	18	40,3	250	ok
Etage courant	30x45	Travée	44,71	6,6	18	48,6	250	ok
		Appui	-65,66	8,11	18	65,2	250	ok
Terrasse	30x45	Travée	41,09	6,07	18	44,6	250	ok
		Appui	-60,94	9	18	66,2	250	ok

V.3.7 Vérification de l'effort tranchant

a. Vérification de la contrainte de cisaillement

Il faut vérifier que : $r_u = \frac{T_u}{bd} \leq r_u$

Avec :

T_u : l'effort tranchant maximum.

b : Largeur de la section de la poutre.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

d : Hauteur utile.

$\bar{r}_u \leq \min(0,1 \cdot f_{c28}; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$ (Fissuration préjudiciable) **Selon le BAEL91 modifié 99**

a. Sens porteur 30x45

Tableau V.27 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans les poutres porteuse.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	r_u (MPa)	\bar{r}_u (MPa)	Vérification
Etage de commerce	30x45	-198,819	1,64	3	ok
Etage courant	30x45	-150,866	1,24	3	ok
Terrasse	30x45	-166,215	1,37	3	ok

b. Sens non porteur 30x45

Tableau V.28 : Vérification de la contrainte de cisaillement dans le sens non porteur.

Niveaux	Section (cm ²)	T_u^{\max} (kN)	r_u (MPa)	\bar{r}_u (MPa)	Vérification
Etage de commerce	30x45	71,41	0,61	3	ok
Etage courant	30x45	-75,22	0,62	3	ok
Terrasse	30x45	61,40	0,5	3	ok

V.3.8 Calcul des armatures transversales

L'acier choisi pour les armatures transversales est de type haute adhérence et nuance FeE500 ($f_e = 500\text{MPa}$).

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- Selon le BAEL 91 modifié 99 :

$$S_t = \text{Min}(0,9d; 40\text{cm})$$

$$\frac{A_t}{bS_t} \geq \frac{c_u - 0,3f_{t28}K}{0,9f_e} \quad (K = 1)$$

$$\frac{A_t f_e}{bS_t} \geq \text{Max}\left(\frac{c_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)$$

- Selon le RPA 99 version 2003 : (

$$A_t = 0,0035b^l$$

$$S_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{4}; 12\emptyset_l\right) \dots\dots\dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} \dots\dots\dots \text{Zone courante}$$

Avec : $\emptyset_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \emptyset_l; \frac{b}{10}\right) = 1,2\text{cm}$

On prend : $\emptyset_t = 8\text{mm}$

Tableau V.29 : Choix des armatures transversales pour les poutres.

Sens	Section (cm ²)	T _u (kN)	τ_u (MPa)	BAEL91	RPA99		S _t ^{adp} (cm)		A _t (cm ²)	Choix
				S _t (cm)	S _t (cm) ZN	S _t (cm) ZC	ZN	ZC		
Porteur	30×45	-198,82	1,64	36,45	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8
Non Porteur	30×45	75,22	0,62	36,45	11,25	22,5	10	20	1,8	4T8

V.3.9 Recouvrement des armatures longitudinales

$L_r = 40 \emptyset_l$ (Zone IIa). L_r : longueur de recouvrement

On a :

$\emptyset = 16\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 64\text{cm}$

$\emptyset = 14\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 56\text{cm}$

$\emptyset = 12\text{mm} \dots\dots\dots L_r = 48\text{cm}$

V.3.10 Arrêt des barres

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures $h' \geq \begin{cases} \frac{L_x}{4} & \text{Appui en travée de rive} \\ \frac{L_x}{5} & \text{Appui en travée intermédiaire} \end{cases}$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Avec : $L_{\max} = \max (L_{\text{droite}}, L_{\text{gauche}})$

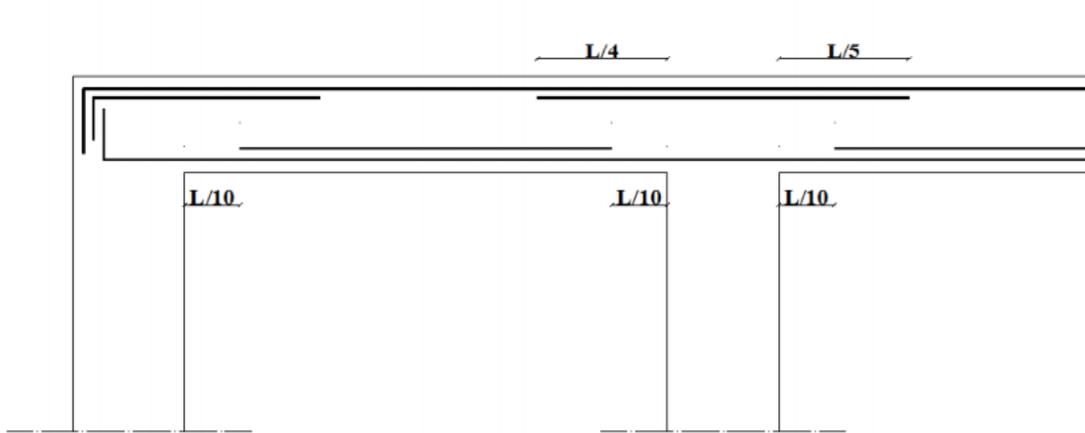


Figure V.2 : Arrêt des barres.

V.3.11 Vérification de la flèche

Flèche totale : $\Delta f_T \leq f_{adm}$

Tel que :

$$f_{adm} \text{ Poutre porteuse (30} \times \text{45) : } = 0,5 + \frac{550}{1000} = 1,05 \text{ cm}$$

$$f_{adm} \text{ Poutre non porteuse (30} \times \text{45) : } = \frac{420}{500} = 0,84 \text{ cm}$$

La vérification de la flèche a été faite en utilisant le logiciel SOCOTEC.

Tableau V.30 : Vérification de la flèche.

Poutres section (cm ²)	Δf_T (mm)	f_{adm} (mm)	Observation
Poutre porteuse (30*45)	8,52	10,50	vérifiée
Poutre non porteuse (30*45)	3,24	8,4	vérifiée

V.3.12 Schéma de ferrailage des poutres

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Travée	Appui
Étage commerce Poutre porteuse (30*45)	

Travée	Appui
Étage courant Poutre porteuse (30*45)	

Travée	Appui
Étage terrasse Poutre porteuse (30*45)	

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

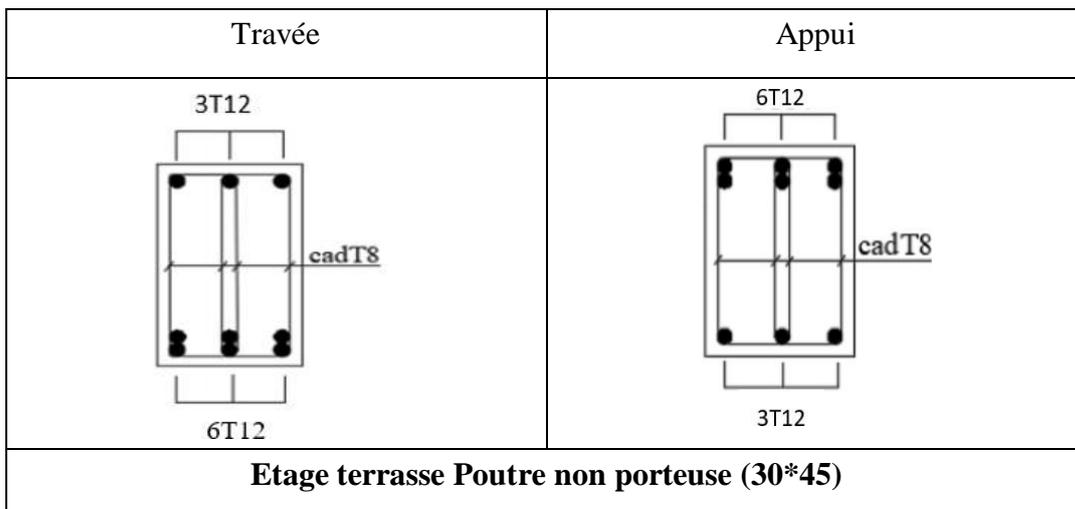
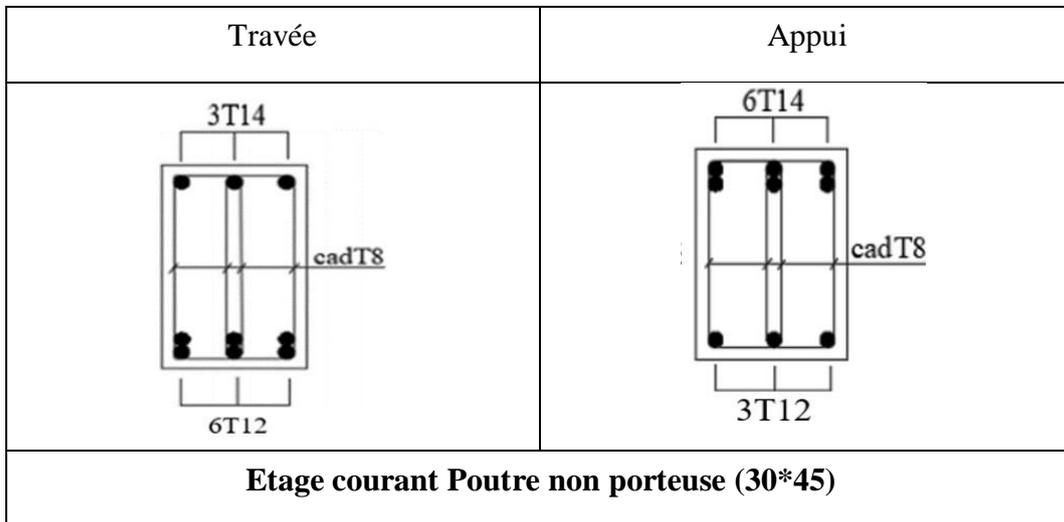
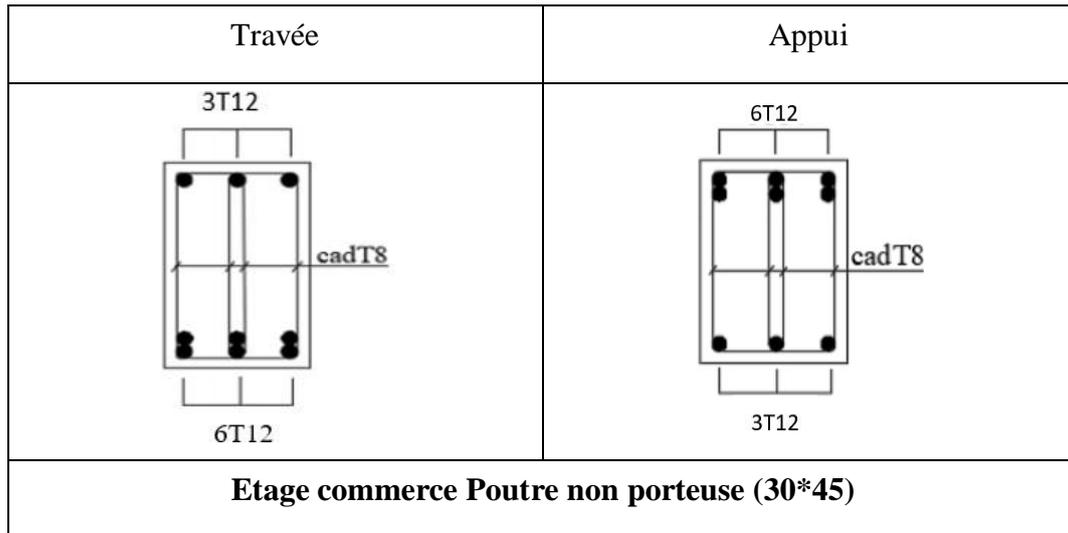


Figure V.3 : Détails de ferrailage des Poutres.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

V.4 Ferrailage des voiles

Les voiles et murs sont des éléments ayant deux dimensions grandes par rapport à la troisième appelée épaisseur, généralement verticaux et chargés dans leur plan, ces éléments peuvent être:

- En maçonnerie non armé ou armée auxquels on réservera le nom de murs.
- En béton armé ou non appelés voiles.

On va traiter l'étude des voiles par la méthode des contraintes

V.4.1 Recommandations réglementaires (BAEL 91)

a. Longueur de flambement (murs non raidis latéralement)

Soit : l : la hauteur libre du mur.

l_f : la longueur libre de non raidi.

flambement d'un mur

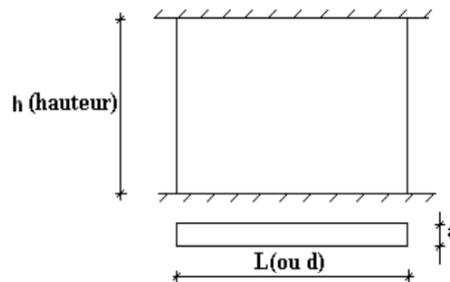


Figure V.4 : Mur encastré.

Lorsqu'un mur n'est pas raidi latéralement par des murs en retour, la longueur libre de flambement l_f est déduit de la hauteur libre du mur l , en fonction de ses liaisons avec le plancher.

Les valeurs du rapport $\left(\frac{l_f}{l}\right)$ sont données par le tableau suivant :

Tableau V.31 : Valeur de coefficient K.

Liaisons du mur		Mur armé verticalement	Mur non armé verticalement
Mur encastré en tête et en pied	Il existe un plancher de part et d'autre	0,8	0,85
	Il existe un plancher d'un seul côté	0,85	0,9
Mur articulé en tête et en pied		1,00	1,00

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

L'élanement mécanique λ se déduit de la longueur libre de flambement par la relation :

$$\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{a}$$

b. Efforts de compression en ELU

Soient : l_f : longueur de flambement.

a : Épaisseur du voile.

d : Longueur du voile.

f_{c28} : Résistance caractéristique du béton à 28 jours.

f_e : Limite élastique de l'acier.

$\gamma_b = 1,5$ (sauf combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_b = 1,15$).

$\gamma_s = 1,15$ (sauf pour combinaison accidentelles pour lesquelles $\gamma_s = 1$).

NB : Les valeurs de α données par le tableau ci-dessous sont valables dans le cas où plus de la moitié des charges est appliquée après 90 jours.

Tableau V.32 : Calcul de σ_b et σ_{bna} .

	Notation	Unités	Voiles armé verticalement	Voiles non armé verticalement
Elancement	λ		$\frac{l_f \sqrt{12}}{a}$	
Section réduite	Br	m ²	d (a-0,02)	
Pour $\lambda > 50$ Pour $50 \leq \lambda \leq 70$	α	/	$\frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2}$ $0,6 \left(\frac{50}{\lambda} \right)$	$\frac{0,65}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{25} \right)^2}$
Effort limite ELU	$N_{u \text{ lim}}$	kN	$\alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + \frac{A_s f_e}{\gamma_s} \right]$	$\alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} \right]$
Contraintes limites	σ	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	$\sigma_{bna} = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Remarque : Si la contrainte moyenne de compression dépasse la contrainte de béton armé σ_{ba} , on devra Augmenter les dimensions du voile.

c. Niveaux de vérification :

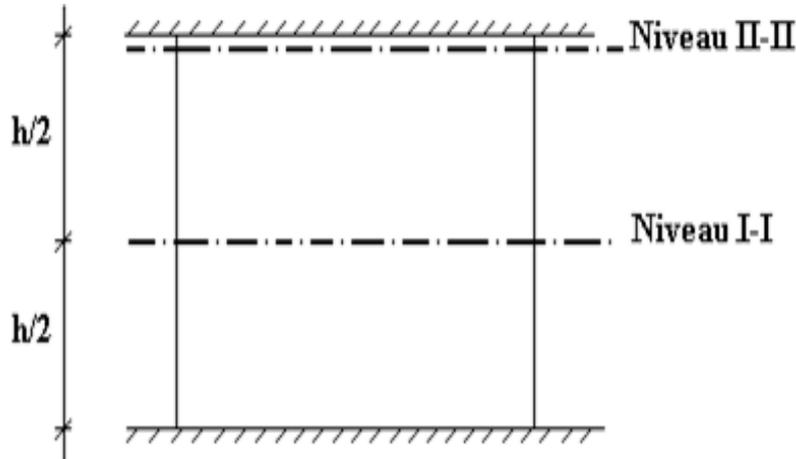


Figure.V.5 : Niveau de vérification.

On vérifie le voile à deux niveaux différents :

- Niveau **I -I** à mi- hauteur d'étage : $\sigma_U \leq \sigma_{u \text{ lim}}$
- Niveau **II -II** sous le plancher haut : $\sigma_U \leq \frac{\sigma_{u \text{ lim}}}{\alpha}$

En cas de traction, on négligera le béton tendu.

d. Aciers minimaux :

Si $\sigma_u^c < \sigma_{bna}$ on à pas besoin d'armatures comprimées, on prendra alors les valeurs minimales données par le tableau suivant : (σ_u^c est la contrainte de compression ultime calculée)

L'épaisseur du voile est désignée par la lettre **a**.

➤ Exemple de calcul (V_1) :

Soit le voile de longueur

$$L = 4,8 \text{ m}$$

$$a = 0.15 \text{ m (épaisseurs)}$$

$$h_e = 3,06 \text{ m (hauteur)}$$

• Contraintes limites :

Pour une hauteur d'étage de 2.61 d'où la hauteur libre est égale à :

$$\blacksquare h_e = 3,06 - 0.45 = 2,61 \text{ m}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Avec : hauteur de la poutre 0,45m.

Tableau V.33 : Calcul de σ_{ba} et σ_{bna} pour l'exemple (V1).

	Unités	Voiles armé verticalement	Voiles non armé verticalement
Longueur de flambement l_f	m	$0,8 \times 2,61 = 2,09$	$0,85 \times 2,61 = 2,22$
Elancement λ	/	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,15} = 48,27$	$\frac{l_f \sqrt{12}}{0,15} = 51,27$
Section réduite Br	m ²	$d (a-0,02) = 0,13$	$d (a-0,02) = 0,13$
Coefficient α	/	0,644	0,455
Contraintes limites $N_{u \text{ lim}}$ $\sigma = \frac{N_{u \text{ lim}}}{ad}$	MPa	$\sigma_{ba} = \frac{0,644}{1 \times 0,15} \left(\frac{0,13 \times 30}{0,9 \times 1,15} + A_s \frac{500}{1} \right)$ $\sigma_{ba} = 16,20$	$\sigma_{bna} = 0,455 \left(\frac{0,13 \times 30}{0,9 \times 1,15 \times 0,15} \right)$ $\sigma_{bna} = 11,43$

• **Remarque :**

$\sigma_{ba} = 16,20$ MPa correspond à $A_s = 0,1\%$ de B_{et}

$B_{et} = (0,15) (0,8) \text{ m}^2$

$A_s = 1,2 \text{ cm}^2$

V.4.2 Contraintes aux extrémités

Le calcul des armatures des voiles sera fait par la méthode des contraintes et vérifier selon RPA 99/version2003.

- Pour la vérification : $G+Q \pm E$
- Pour le ferrailage : $0,8G \pm E$

Les contraintes aux extrémités du voile sont déterminés, selon les hypothèses de la résistance des matériaux comme suit :

Pour l'extrémité gauche :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Pour l'extrémité droite :

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : effort normal appliqué.

M : moment fléchissant appliqué.

A : section du voile.

V : distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : moment d'inertie.

On distingue 3 cas :

1^{er} cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue ".

La zone courante est armée par le minimum exigé par RPA est : $A_{\min} = 0,20.a.L$

2^{eme} cas : Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow$ la section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée"

On calcule le volume des contraintes de traction

$A_v = f_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par RPA.

- ✓ Si : $A_v < A_{\min} = 0,2 \% a. L$, on ferraille avec la section minimale.
- ✓ Si : $A_v > A_{\min} = 0,2 \% a. L$, on ferraille avec A_v

3^{eme} cas: Si : $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ sont de signe différent, \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue., d'où la section des armatures vertical.

Sous l'action des forces verticales et horizontales, les voiles sont sollicités en flexion composée et le ferrailage se fait selon les recommandations du règlement RPA 99

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma_T = \frac{N}{A} + \frac{M l_t}{I} \quad (\text{traction}) \\ \sigma_c = \frac{N}{A} + \frac{M l_c}{I} \quad (\text{compression}) \end{array} \right.$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

$$A = l \cdot a \quad ; \quad I = \frac{al^3}{12}$$

N: effort normal

M : moment pouvant être dû à un excentrement des charges verticales ou à des forces horizontales (vent ou séisme)

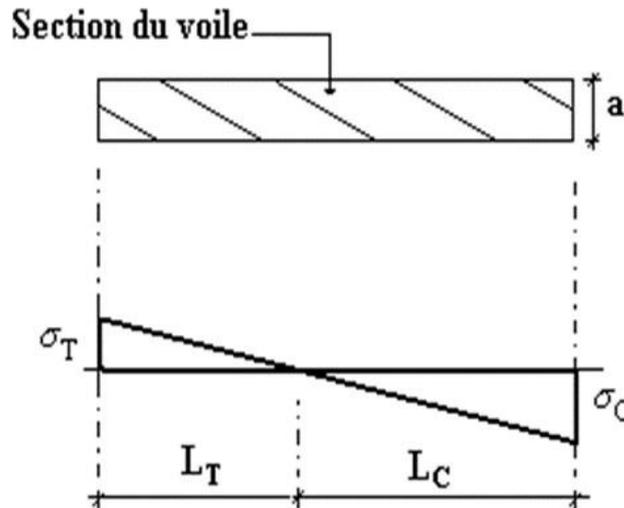


Figure V.6 : Détail de diagramme des contraintes.

V.4.3 Recommandations réglementaires (RPA 99/VER 2003)

a. Armatures verticales :

Elles sont destinées à reprendre les efforts de la flexion (traction +compression) et sont disposées à deux nappes parallèles aux faces du voile, ces armatures doivent respecter les prescriptions suivantes :

- L'effort de traction engendré dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0.20% de la section horizontal du béton tendu.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15cm.
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- Les barres verticales du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

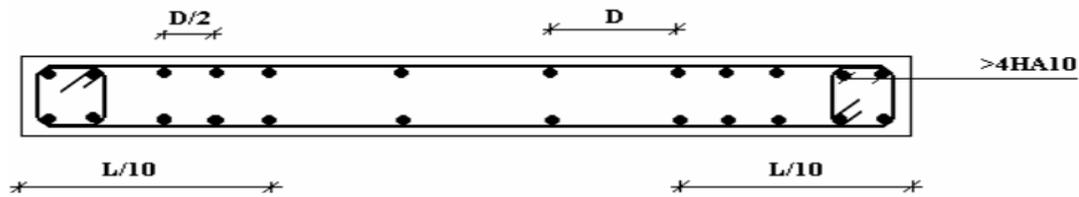


Figure V.7 : Disposition des armatures verticales dans les voiles.

b. Armatures horizontales :

- les armatures horizontales parallèles aux faces du mur sont disposées sur chacune des faces entre les armatures verticales et la paroi de coffrage la plus voisine.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- La distance libre entre la génératrice extérieure de l'armature horizontale et la paroi de coffrage la plus voisine doit être.

Règles communes :

- Le pourcentage minimal des armatures verticales et horizontales est :
 - $A_{\min} = 0,15\% \Rightarrow$ section globale du voile.
 - $A_{\min} = 0,1\% \Rightarrow$ zone courante.

On prend généralement $A_{\min} = 0,2\% \times Lt \times a$

- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes : $S \leq 1.5 e$: épaisseur du voile

$$S \leq 30\text{cm}$$

- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées avec au moins quatre épingles au mètre carré. Dans chaque nappe, les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieure.
- Le diamètre Φ_t des épingles est : $\Phi_t = 6\text{mm}$ lorsque $\Phi_v \leq 20\text{ mm}$

$$\Phi_t = 8\text{mm} \text{ lorsque } \Phi_v > 20\text{ mm}$$

- Le diamètre des barres verticales et horizontales du voile (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépasser $1/10$ de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- Zone 6 : 9^{ème} - 10^{ème} étage.

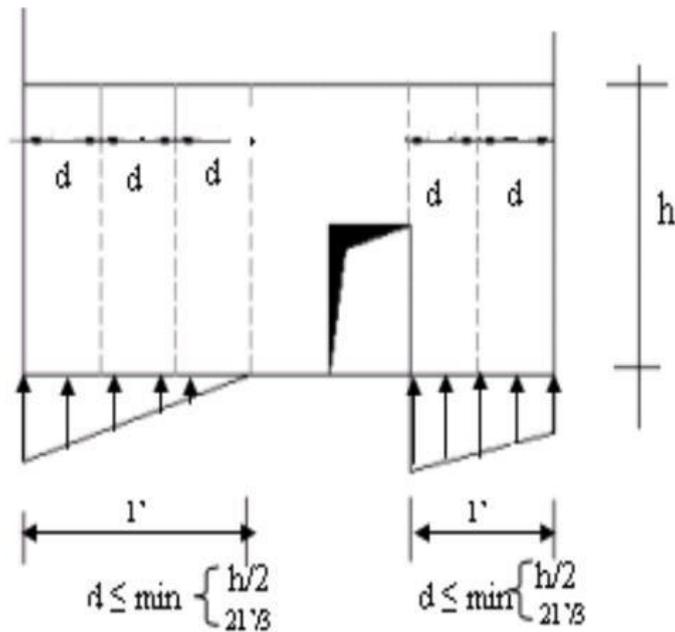


Figure.V.9 : Schéma de voile

V.4.5 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé en prenant les voiles V1 ($L=4,8\text{m}$) en zone I :

Détermination des sollicitations sous la combinaison 0,8 G + E

$$M = 3838,97 \text{ kN} \cdot \text{m}$$

$$N = -1086,69 \text{ kN (compression)}$$

$$I = (0,15 \times 4,8^3) / 12 = 1,38 \text{ m}^4$$

$$S = 0,72 \text{ m}^2$$

$$V = h/2 = 2,4 \text{ m.}$$

Armatures verticales :

$$\sigma_1 = \frac{N}{S} - \frac{Mv}{I} = 8,18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S} + \frac{Mv}{I} = -5,17 \text{ MPa}$$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

$(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0 \Rightarrow : (\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$ sont de signe différent, \Rightarrow la section du voile est partiellement comprimée, donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue., d'où la section des armatures vertical

$A_v = F_t / f_c$; on compare A_v par la section minimale exigée par le R.P.A 99 (version 2003).

- Si : $A_v < A_{\min} = 0,20 \% a.L$, on ferraille avec la section minimale.
- Si : $A_v > A_{\min}$, on ferraille avec A_v .

$$A_v = F_t / f_c = 654,50 / 500 = 13,09 \text{ cm}^2$$

$$A_s/\text{ml}/\text{face} = 13,09 / 2 \times 1,305 = 5,01 \text{ cm}^2.$$

➤ Armatures minimales de RPA 99 :

$$A_{S \text{ RPA}} = 0,20\% \cdot b \cdot L_t$$

b : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{\text{RPA}} = 0,002 \times 0,15 \times 1,86 = 5,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{RPA}}/\text{face} = 2,64 \text{ cm}^2/\text{face}.$$

➤ Le pourcentage minimal

$$A_{\min} = 0,15\% \times b \times L = 0,15\% \times 0,15 \times 4,8 = 10,80 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min}/\text{face} = 10,80 / 2 = 5,4 \text{ cm}^2/\text{face}.$$

$$\text{Donc: } A_s = \max (A_s, A_{\min}, A_{\text{RPA}}) = \max (5,01 ; 5,4 ; 2,64) = 5,4 \text{ cm}^2/\text{face}$$

➤ Choix des barres :

$$\text{Soit : } 2 \times (9 \text{ T } 12). (A_s = 20,36 \text{ cm}^2)$$

➤ espacement :

- En zone courante : $St \leq \min (1,5e ; 30) = 20 \text{ cm}.$

$$\text{Soit : } St = 20 \text{ cm}.$$

- En zone d'about : $St = St/2 = 10 \text{ cm}.$

Les tableaux suivants représentent les résultats de ferrailage vertical de tous les voiles

Remarque :

Les calculs ont été faits à l'aide d'une feuille Excel.

• Voile 1 :

➤ espacement :

- En zone courante : $St \leq \min (1,5e ; 30) = 22,5 \text{ cm}.$

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

Soit : $St = 20\text{cm}$.

- En zone d'about : $St = St/2 = 10\text{ cm}$.

Tableau V.34 : Le ferrailage de voile 1.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L_t (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{ min}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ RPA}}$ (cm ²)	A_a^{sup} (cm ²)	Choix
RDC	3838,97	1086,69	4,8	0,15	1,86	13,09	10,8	5,58	20,36	2x (9 T 12)
1 ^{er} ;2 ^{ème}	3708,41	1035,14	4,8	0,15	1,84	12,45	10,8	5,52	20,36	2x (9 T 12)
3; 4 ^{ème}	2629,18	895,50	4,8	0,15	1,75	8,14	10,8	5,25	20,36	2x (9 T 12)
5;6 ^{ème}	1697,08	727,005	4,8	0,15	1,58	4,45	10,8	4,74	14,14	2x (9 T 10)
7;8 ^{ème}	982,37	524,31	4,8	0,15	1,38	2,01	10,8	4,14	14,14	2x (9 T 10)
9;10 ^{ème}	488, 31	277,96	4,8	0,15	1,31	0,91	10,8	3,93	14,14	2x (9 T 10)

- **Voile 2 :**

- **espacement :**

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 22,5\text{ cm}$.

Soit : $St = 20\text{cm}$.

- En zone d'about : $St = St/2 = 10\text{ cm}$.

Tableau V.35 : Le ferrailage de voile 2.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L_t (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\text{ min}}$ (cm ²)	$A_{s\text{ RPA}}$ (cm ²)	A_a^{sup} (cm ²)	Choix
RDC	5473,74	1605,24	4,8	0,15	1,84	18,36	10,8	5,52	24,88	2x (9 T 12)
1 ^{er} ;2 ^{ème}	5473,74	-1528,14	4,8	0,15	1,84	17,45	10,8	5,52	24,88	2x (9 T 12)
3; 4 ^{ème}	3112,07	1322,09	4,8	0,15	1,58	8,21	10,8	4,74	14,14	2x (9 T 10)
5;6 ^{ème}	1717,61	1106,43	4,8	0,15	1,16	3,17	10,8	3,48	14,14	2x (9 T 10)
7;8 ^{ème}	1124,59	767,66	4,8	0,15	1,09	1,08	10,8	3,27	14,14	2x (9 T 10)
9;10 ^{ème}	920,44	502,67	4,8	0,15	1,35	1,82	10,8	4,05	14,14	2x (9 T 10)

- **Voile 3 :**

- **espacement :**

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 22,5\text{ cm}$.

Soit : $St = 20\text{cm}$.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- En zone d'about : $St = St/2 = 10 \text{ cm}$.

Tableau V.36 : Le ferrailage de voile 3.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L _t (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s RPA} (cm ²)	A _a ^{sup} (cm ²)	Choix
RDC	3130,94	-188,23	3,5	0,15	1,81	24,63	7,87	5,53	28,14	2x (7 T 16)
1^{er};2^{ème}	2530,12	1587,06	3,5	0,15	1,11	12,06	7,87	3,33	15,84	2x (7 T 12)
3; 4^{ème}	1360,48	955,22	3,5	0,15	1,03	6,48	7,87	3,09	11	2x (7 T 10)
5;6^{ème}	768,41	432,59	3,5	0,15	1,18	3,66	7,87	3,54	11	2x (7 T 10)
7;8^{ème}	742,47	830,91	3,5	0,15	0,61	3,54	7,87	1,83	11	2x (7 T 10)
9;10^{ème}	601,62	446,56	3,5	0,15	0,99	2,87	7,87	2,97	11	2x (7 T 10)

- **Voile 4**

- **espacement :**

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 22,5 \text{ cm}$.

Soit : $St = 20\text{cm}$.

- En zone d'about : $St = 10 \text{ cm}$

Tableau V.37 : Le ferrailage de voile 4.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L _t (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s RPA} (cm ²)	A _a ^{sup} (cm ²)	Choix
RDC	1789,73	1401,97	3,3	0,15	0,94	10,18	7,42	2,82	12,56	2x (8 T 12)
1^{er};2^{ème}	1634,16	1399,22	3,3	0,15	0,89	9,29	7,42	2,67	12,56	2x (8 T 10)
3; 4^{ème}	975,72	950,79	3,3	0,15	0,77	5,55	7,42	2,31	12,56	2x (8 T 10)
5;6^{ème}	553,22	819,73	3,3	0,15	0,31	3,15	7,42	0,93	12,56	2x (8 T 10)
7;8^{ème}	312,22	640,01	3,3	0,15	0	0	7,42	0	12,56	2x (8 T 10)
9;10^{ème}	310,34	351,37	3,3	0,15	0,62	1,76	7,42	1,86	12,56	2x (8 T 10)

- **Voile 3 :**

- **espacement :**

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 22,5 \text{ cm}$.

Soit : $St = 20\text{cm}$.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- En zone d'about : $St = St/2 = 10 \text{ cm}$.

Tableau V.38 : Le ferrailage de voile 5.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L _t (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s RPA} (cm ²)	A _a ^{sup} (cm ²)	Choix
RDC	1854,33	-300,36	2,75	0,15	1,48	19,20	6,19	4,44	21,56	2x (7 T 14)
1^{er};2^{ème}	1442,85	1450,82	2,75	0,15	0,74	14,18	6,19	2,22	15,84	2x (7 T 12)
3; 4^{ème}	905,48	-905,48	2,75	0,15	2,01	9,12	6,19	6,03	13,58	2x (6 T 12)
5;6^{ème}	589,50	326,83	2,75	0,15	1,03	4,50	6,19	3,09	9,42	2x (6 T 10)
7;8^{ème}	505,21	771,53	2,75	0,15	0,44	4,96	6,19	1,32	9,42	2x (6 T 10)
9;10^{ème}	459,21	446,19	2,75	0,15	0,76	4,51	6,19	2,28	9,42	2x (6 T 10)

- **Voile 6 :**

- **espacement :**

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 22,5 \text{ cm}$.

Soit : $St = 15\text{cm}$.

- En zone d'about : $St = St/2 = 7,5 \text{ cm}$. On prend $St = 10 \text{ cm}$

Tableau V.39 : Le ferrailage de voile 6.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L _t (m)	A _s (cm ²)	A _{s min} (cm ²)	A _{s RPA} (cm ²)	A _a ^{sup} (cm ²)	Choix
RDC	618,33	1198,74	1,8	0,15	0,38	11,46	4,05	1,14	15,84	2x (7 T 12)
1^{er};2^{ème}	508,81	1057,32	1,8	0,15	0,34	9,93	4,05	1,02	13,94	2x (6 T 12)
3; 4^{ème}	393,31	878,08	1,8	0,15	0,30	8,12	4,05	0,9	13,94	2x (6 T 12)
5;6^{ème}	302,75	690,78	1,8	0,15	0,28	6,36	4,05	0,84	9,42	2x (6 T 10)
7;8^{ème}	251,24	242,91	1,8	0,15	0,64	3,10	4,05	1,92	9,42	2x (6 T 10)
9;10^{ème}	136,69	-11,14	1,8	0,15	0,92	2,07	4,05	2,76	9,42	2x (6 T 10)

- **Voile 7 et 7' :**

- **espacement :**

- En zone courante : $St \leq \min(1,5e ; 30) = 22,5 \text{ cm}$.

Soit : $St = 15\text{cm}$.

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

- En zone d'about : $St = St/2 = 7,5$ cm. On prend $St = 10$ cm

Tableau V.40 : Le ferrailage des voiles 7 et 7'.

Étage	M (kN.m)	N (kN)	L (m)	e (m)	L_t (m)	A_s (cm ²)	$A_{s\ min}$ (cm ²)	$A_{s\ RPA}$ (cm ²)	A_a^{sup} (cm ²)	Choix
RDC	389,89	1278,44	1,6	0,15	0,10	11,42	3,6	0,3	15,84	2x (7 T 12)
1^{er}, 2^{ème}	252,95	1007,08	1,6	0,15	0	0	3,6	0	11	2x (7 T 10)
3; 4^{ème}	165,84	691,63	1,6	0,15	0	0	3,6	0	11	2x (7 T 10)
5; 6^{ème}	122,42	555,19	1,6	0,15	0	0	3,6	0	11	2x (7 T 10)
7; 8^{ème}	116,52	148,42	1,6	0,15	0,53	1,74	3,6	1,59	9,42	2x (6 T 10)
9; 10^{ème}	91,84	-61,35	1,6	0,15	0,94	1,71	3,6	2,82	7,86	2x (5 T 10)

V.4.6 Ferrailage horizontal à l'effort tranchant

a. Vérification des voiles à l'effort tranchant

La vérification de la résistance des voiles au cisaillement se fait avec la valeur de l'effort Tranchant trouvé à la base du voile majoré de 40 %.

La contrainte de cisaillement est : $r_u = \frac{1,4V_{max}}{b_0d}$

Avec :

V_{max} : l'effort tranchant à la base du voile.

La contrainte limite est : $\bar{r}_u = 0,2f_{c28}$.

Il faut vérifier la condition suivante : $r_u \leq \bar{r}_u$

b. Calcul de l'armature horizontale résistante à l'effort tranchant :

La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot \xi} \leq \frac{(r_u - 0,3 f_{tj} K)}{0,9 \cdot f_e}$$

Dans notre cas, On n'a pas de reprise de bétonnage ; donc on prend $k = 0$.

D'autre part le RPA 99version2003 prévoit un pourcentage minimum de ferrailage qui est de l'ordre de :

- ✓ 0,15% : globalement dans la section des voiles.
- ✓ 0,10 % : dans les sections courantes.

c. Exemple d'application :

CHAPITRE V : FERRAILLAGE DES ELEMENTS RESISTANTS

$$V_{\max} = 817,88 \text{ KN}$$

$$r_u = \frac{1,4 \times 0,818}{0,15 \times 2,75} = 2,78 \text{ MPa}$$

$$\bar{r}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa} > 2,78 \text{ MPa} \dots \text{vérifiée.}$$

➤ Pas de reprise de bétonnage $\Rightarrow \alpha = 90^\circ$

$$\frac{A_t}{b_0 d} = \frac{r_u}{0,9 f_e}$$

$$St \leq \min(1,5 a, 30 \text{ cm}).$$

Soit:

$$St = 15 \text{ cm.}$$

$$A_t \geq (2,78 \times 0,15 \times 0,15) / (0,9 \times 500) \text{ cm}^2$$

$$A_t \geq 1,39 \text{ cm}^2$$

$$A_{t \min(\text{RPA})} = 0,15\% \times b_0 \times L = 10,8 \text{ cm}^2 \text{ (pour les deux faces)}$$

Choix des barres

$$A_t = 2 (7 \text{ T10}) = 11 \text{ cm}^2$$

Remarque :

Pour les résultants des ferraillements horizontale (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers.

Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivant

Tableau V. 41 : Résultat de ferrailage horizontal.

Voile	L	V _{max}	r _u	\bar{r}_u	Condition	A _t (cm ²)	A _{t min} (cm ²)	A _{t^{adp}} (cm ²)	St (cm)	Choix
V1	4,8	817,88	2,78	6	vérifiée	1,85	10,8	11	15	2 x (7 T10)
V2	4,8	1335,61	4,53	6	vérifiée	3,02	10,8	11	15	2 x (7 T10)
V3	3,5	764,38	2,59	6	vérifiée	1,73	7,87	11	15	2 x (7 T10)
V4	3,3	653,50	2,22	6	vérifiée	1,48	7,42	11	15	2 x (7 T10)
V5	2,75	487,46	1,65	6	vérifiée	1,10	6,19	11	15	2 x (7 T10)
V6	1,8	323,94	1,10	6	vérifiée	0,73	4,05	11	15	2 x (7 T10)
V7,7'	1,6	140,26	0,48	6	vérifiée	0,32	3,6	11	15	2 x (7 T10)

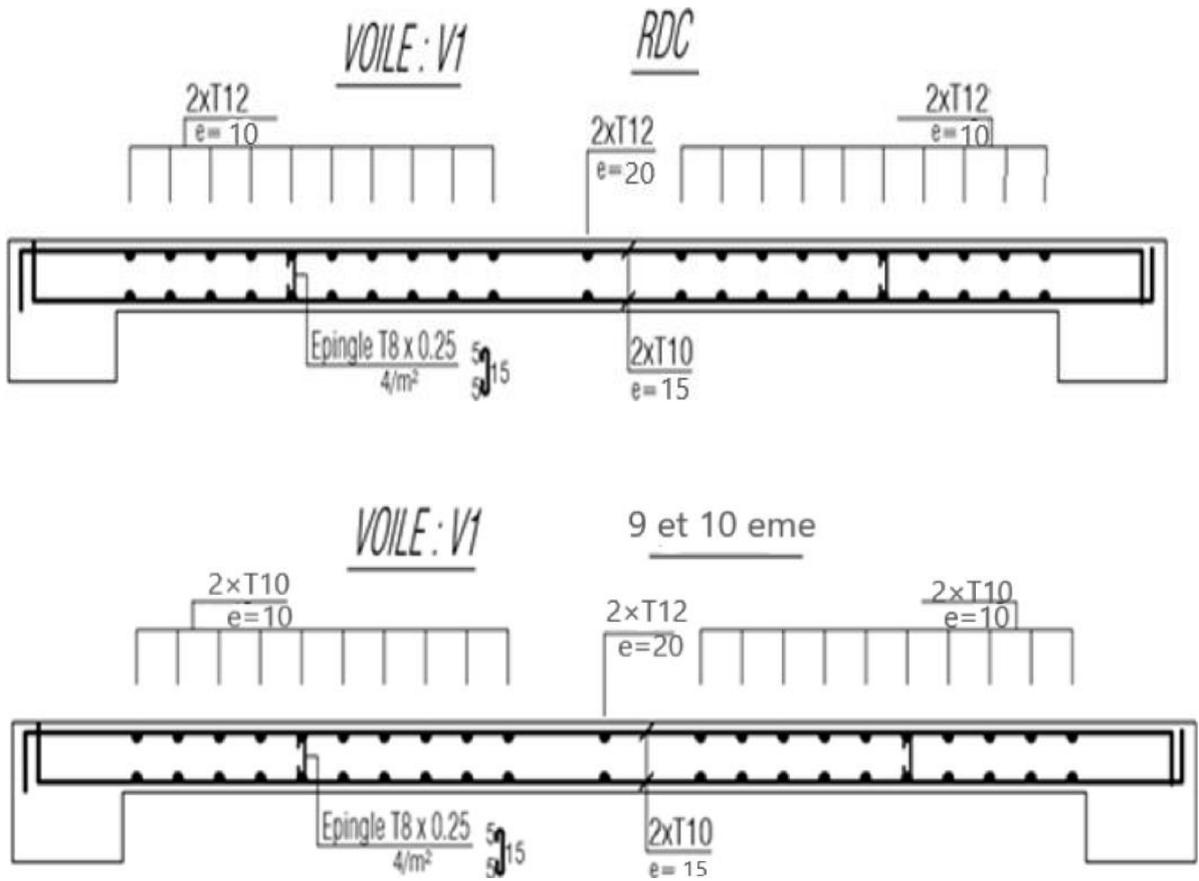
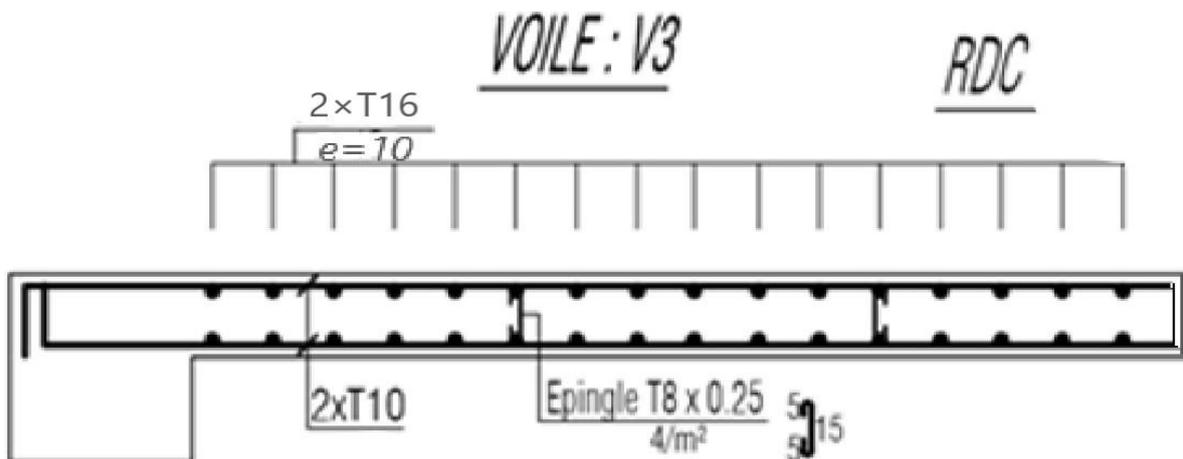


Figure V.10: Exemple du ferrailage du voile 1 en zone 1 et zone 2.



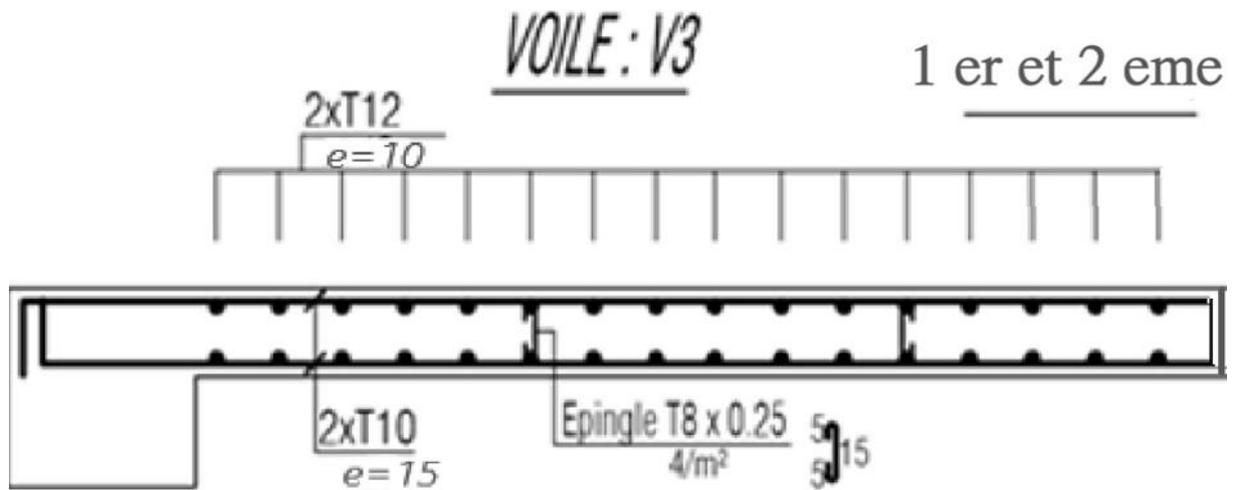


Figure V.11: Exemple du ferrailage du voile 3 en zone 1 et zone 2.

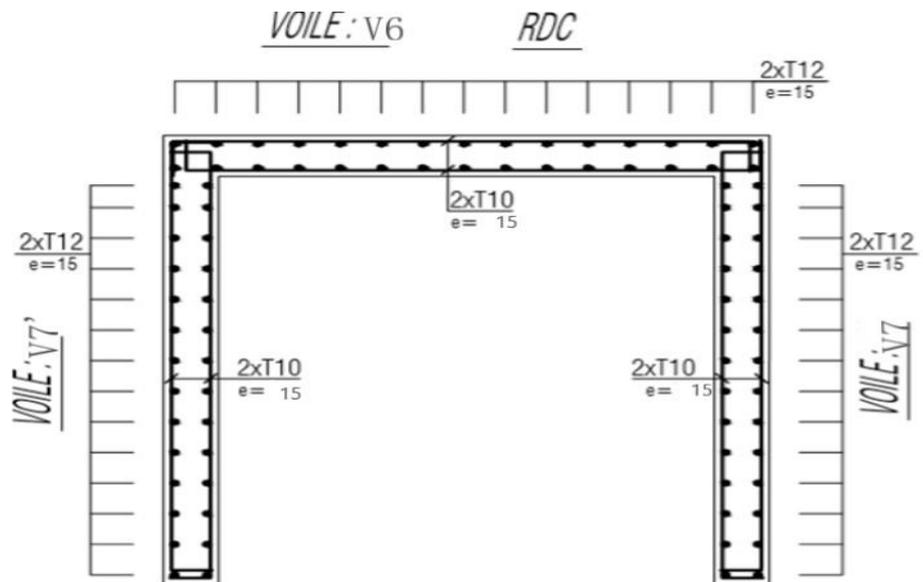


Figure V.12: Exemple du ferrailage du voile 6 et 7 et 7 ' en zone 1

Chapitre VI :
Etude des
fondations

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

VI.1 Introduction

Les fondations d'une construction sont constituées par les parties de l'ouvrage qui sont en contact avec le sol auquel elles transmettent les charges de la superstructure. Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service.

VI.2 Fonctions assurées par les fondations

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

- Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.
- Une force horizontale due à l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.
- Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, de la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3 Classification des fondations

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges et la résistance du terrain.

- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur, on réalise les fondations superficielles (semelle isolées, filante ou radier général).
- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur, on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits ou pieux).

VI.4 Calcul des fondations

On suppose que l'effet normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante :

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

$$\frac{N_{ser}}{S_{néc}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{néc} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol **2,50 bars**.

$S_{néc}$: Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.5 Choix de type de fondation

D'après un calcul fait au préalable on a trouvé que la semelle isolées et la semelle filante ne passent pas donc on a opté pour un radier général.

Ce type de fondation présente plusieurs avantages qui sont :

- L'augmentation de la surface de la semelle qui minimise la forte pression apportée par la structure.
- La réduction des tassements différentiels.
- La facilité d'exécution.

Vérification

Il faut vérifier que :

$$\frac{S_n}{S_b} \leq 50\%$$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface nécessaires vaut :

$S_{bâtiment} = 404,7 \text{ m}^2$ (calculer par Socotec formes)

$$\frac{S_{néc}}{S_{bat}} = \frac{232.89}{404.7} = 57,54 \% > 50 \%$$

La surface nécessaire dépasse 50% de la surface d'emprise du bâtiment, ce qui induit le chevauchement de ces semelles. Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour fonder l'ouvrage.

VI.6 Radier général

VI.6.1 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.

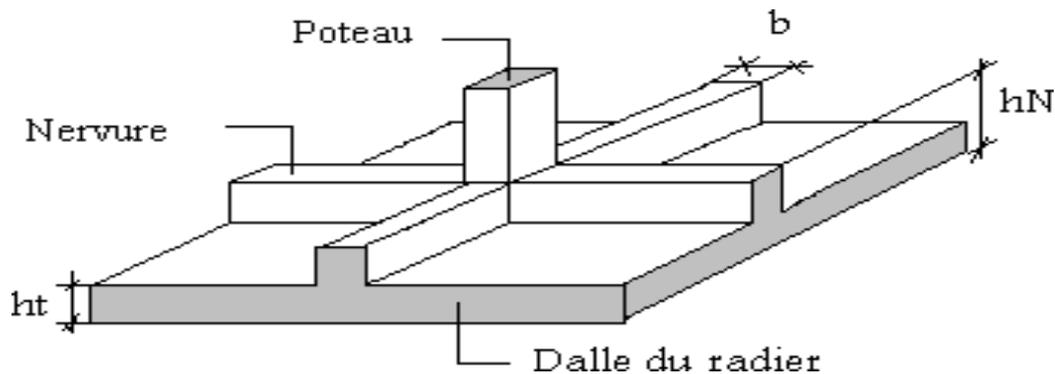


Figure VI.1 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.6.2 La surface de radier

Pour déterminer la surface du radier il faut que : $\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$

$$\sigma_{max} = \frac{N}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

L'effort normal supporté par le radier est la somme des efforts normaux de superstructure et de sous-sol, tirés à partir du fichier du logiciel **ETABS 20**.

$$N_{ser} = 58223,0153 \text{ kN}$$

$$\sigma_{sol} = 2,50 \text{ bars}$$

$$\text{On trouve : } S_{nec} \geq 232,89 \text{ m}^2$$

$$\text{La surface du bâtiment } S_{bat} = 404,7 \text{ m}^2$$

$$S_{nec} = 232,89 \text{ m}^2 < S_{bat} = 404,7 \text{ m}^2$$

a. Calcul du D (débordement)

$$\text{Choix } L_d = 60 \text{ cm}$$

$$\rightarrow S_{débord} = L_d \times P_{bat}$$

$$\rightarrow S_{\text{débord}} = L_d \times P_{\text{bat}} = 0,6 \times 92,6155 = 55,57 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{rad}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{débord}} = 404,7 + 55,57 = 460,27 \text{ m}^2$$

VI.6.3 Pré dimensionnement de radier

1. Dalle

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire aux conditions suivantes :

a. Condition forfaitaire

$$\frac{L_{\text{max}}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{\text{max}}}{20}$$

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{\text{max}} = 5,5 \text{ m}$$

$$\frac{550}{25} \leq h_1 \leq \frac{550}{20}$$

$$22 \leq h_1 \leq 27,5$$

$$h_1 \geq 22 \text{ cm}$$

b. Condition de cisaillement [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

Avec :

$$T_u = \frac{q \cdot L}{2} \quad ; \quad q = \frac{N_u \cdot 1ml}{S_{\text{rad}}}$$

$$N_u = 79830,5261 \text{ kN} \quad ; \quad L = 5.5 \text{ m} \quad ; \quad b = 1\text{m}$$

$$\tau_u = \frac{q \cdot L}{2 \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2 \cdot S_{\text{rad}} \cdot b \cdot d} = \frac{N_u \cdot L}{2 \cdot S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} \leq \bar{\tau}$$

$$h_2 \geq \frac{N_u \cdot L \cdot 1ml}{2 \cdot S_{\text{rad}} \cdot b \cdot (0,9h)} = \frac{79830,5261 \times 10^3 \times 5500}{2 \times 460,27 \times 10^6 \times 1000 \times 0,9 \times 3} \times 10^2 = 17,66 \text{ cm}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

$$h_2 \geq 17,66 \text{ cm}$$

$$h \geq \max (h_1 ; h_2) = 30 \text{ cm.}$$

Pour des raisons constructif on adopte $h = 30 \text{ cm}$.

2. Nervure

a. Condition de coffrage

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} ; \quad b \geq \frac{550}{10} = 55 \text{ cm} \rightarrow b = 60 \text{ cm}$$

b. La hauteur de nervure

1. Condition de la flèche

La hauteur des nervures se calcule par la formule de la flèche :

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

$$\frac{550}{15} \leq h_N \leq \frac{550}{10} ; \quad 36,66 \leq h_N \leq 55$$

$$h_{N1} = 50 \text{ cm}$$

2. Condition de la raideur

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la largeur définie par

l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

Avec :

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

Avec :

E : Module de Young ($E = 20000 \text{ MPa}$).

K : Coefficient de raideur du sol 4 Kg/cm^3 (cas d'un sol moyen) :

- $K = 0,5 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$ Pour un très mauvais sol.
- $K = 4 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$ Pour un sol de densité moyenne.

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

- $K = 12 \text{ [kg/cm}^3\text{]}$ Pour un très bon sol.

$a = 0,6$: Largeur de poteau.

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{b \cdot h^3}{12}\right)$

Pour un sol de densité moyenne on a $K = 4 \text{ Kg/cm}^3$.

L : distance maximale entre deux poteaux : $5,5 \text{ m}^2$.

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3K}{E} \left(\frac{2 \cdot L}{\pi}\right)^4}$$

$$h_{N2} = \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \times (2 \times 5500)^4}{20000 \times \pi^4}} = 966,14 \text{ mm} = 96,6 \text{ cm}$$

$$h_N \geq \max(h_{N1}; h_{N2}) = 100 \text{ cm}$$

On opte : $h_{N2} = 100 \text{ cm}$

Le choix final

- Epaisseur de la dalle du radier : $h = 30 \text{ cm}$.
- Les dimensions de la nervure : $h = 100 \text{ cm}$.

$$b = 60 \text{ cm}$$

VI.6.4 Caractéristiques géométriques du radier

a. Position du centre de gravité

$$\begin{cases} X_G = 14,06 \text{ m} \\ Y_g = 9,18 \text{ m} \end{cases}$$

b. Moment d'inertie

$$\begin{cases} I_{xx} = 14344,2 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 17335,6 \text{ m}^4 \end{cases}$$

VI.6.5 Vérifications Nécessaires

VI.6.5.1 Vérification de la Stabilité du Radier

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)** [1], quel que soit le type de fondation (superficielle ou profonde) nous devons vérifier que l'excentrement des forces verticales gravitaires et des forces sismiques reste à l'intérieur de la moitié de la centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

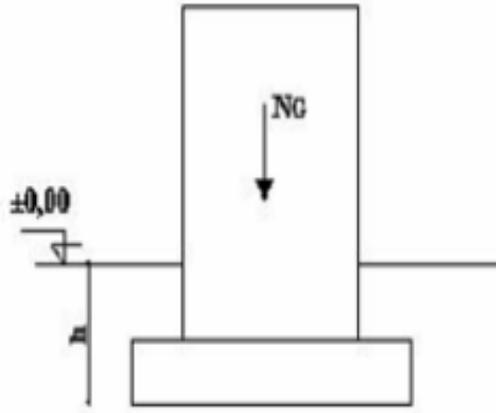


Figure VI.2 : Schéma statique du bâtiment.

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e_0 : La plus grande valeur de l'excentricité due aux charges sismiques.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique.

N_r : effort normal de la structure.

B : la largeur du radier.

- **Suivant le sens x-x**

$$B_x = 25,3 \text{ m} \rightarrow \frac{B_x}{4} = 6,325 \text{ m}$$

- **Suivant le sens y-y**

$$B_y = 22,4 \text{ m} \rightarrow \frac{B_y}{4} = 5,6 \text{ m}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

h = Ancrage de l'ouvrage.

$$h = h_{\text{SOUS-SOL}} + h_{\text{Nervure}} = 3,59 \text{ m.}$$

Sens x-x

$$M_0 = 74624,0099 \text{ kN.m} ; V_0 = 3305,2847 \text{ kN} ; h = 3,59 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 86489,982 \text{ kN.m}$$

On a : $N_{\text{ser}} = N_{\text{ser}} (\text{structure}) + \text{poids propre de radier nervuré.}$

$$\text{Donc : } N_{\text{ser}} = 61675,0403 \text{ kN}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} = \frac{86489,9811}{61675,0403} = 1,4 < 6,325 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Sens y-y

$$M_0 = 81296,7677 \text{ kN.m} ; V_0 = 3489,1473 \text{ kN} ; h = 3,59 \text{ m}$$

$$\text{Donc : } M_R = 93822,8065 \text{ kN.m}$$

$$e_0 = \frac{M_R}{N_r} = \frac{93822,8065}{61675,0403} = 1,52 < 5,34 \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage vis-à-vis des efforts horizontaux.

- Le rapport $\frac{M_s}{M_R}$ doit être supérieur au coefficient de sécurité 1,5.

$$\frac{M_s}{M_R} > 1,5$$

Avec :

M_s : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

M_R : Moment de renversement dû aux forces sismique. (Tiré par l'ETABS v20).

Sens x-x

$$N_{\text{ser}} = 61675,0403 \text{ kN}$$

$$M_s = N \times X_G = 61675,0403 \times 14,06 = 867151,0666 \text{ kN.m}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

$$M_R = 82475,5457 \text{ kN.m}$$

$$\frac{867151,0666}{82475,5457} = 10,51 > 1,5 \quad \mathbf{CV}$$

Sens v-v

$$N = 61675,0403 \text{ kN}$$

$$M_s = N \times Y_G = 61675,0403 \times 9,18 = 566176,87 \text{ kN.m}$$

$$M_R = 87197,3687 \text{ kN.m}$$

$$\frac{566176,87}{87197,3687} = 6,49 > 1,5 \quad \mathbf{CV}$$

Le rapport des forces verticales gravitaires et des forces sismiques est inférieur à la moitié centrale de la base de la structure, donc notre bâtiment est stable dans les deux sens.

VI.6.5.2 Vérification 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 : $\sigma_{sol} = 2,5$ bars.

Les contraintes du sol sont données par :

a. Sollicitation du premier genre

On doit vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{61675,0403}{460,27} = 134 < 250 \quad \mathbf{CV}$$

b. Sollicitation du second genre

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2)

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I} V$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5 \cdot \sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$ Reste toujours inférieur à $1,33 \cdot \sigma_{sol}$.

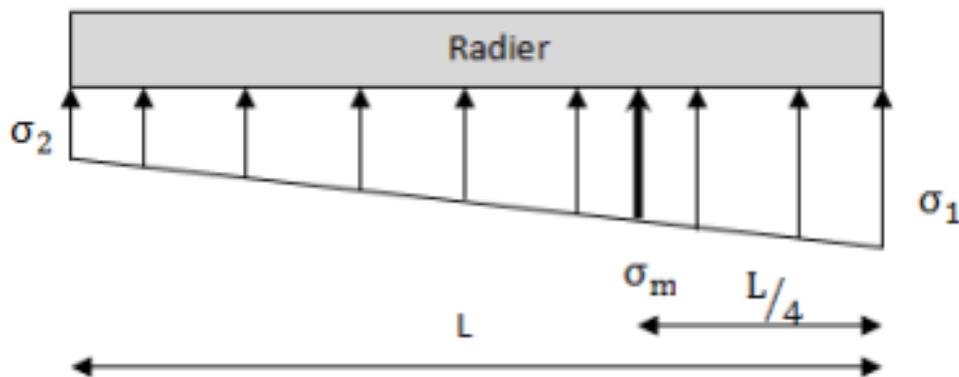


Figure VI.3 : Contraintes sous le radier.

M : le moment de renversement.

$$M_x = 82475,5457 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 87197,3687 \text{ kN.m}$$

$$S = 460,27 \text{ m}^2$$

$$I_{xx} = 14344,2 \text{ m}^4$$

$$I_{yy} = 17335,6 \text{ m}^4$$

V : centre de gravité.

$$V_x = 14,06 \text{ m}$$

$$V_y = 9,18 \text{ m}$$

$$\sigma_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

➤ **E.L.U**

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

$N_u = N_u \text{ (structure)} + 1,35 \times \text{ poids propre de radier nervuré.}$

$$N_u = 84490,76 \text{ kN}$$

Tableau VI.1 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	264,41	102,73	224
Sens y-y	229,74	137,39	206,6525
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \cdot \sigma_{sol} = 375 \text{ MPa}$	$\sigma_2^{\max} > 0$	$\sigma_m < 332,5 \text{ MPa}$

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

➤ **E.L.S**

$$N_{ser} = 61675,0403 \text{ kN}$$

Tableau VI.2: Contraintes sous le radier à l'ELS.

	$\sigma_1 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_2 \text{ (kN/m}^2\text{)}$	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right) \text{ (kN/m}^2\text{)}$
Sens x-x	214,84	53,16	174,42
Sens y-y	180,17	87,82	157,08
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \cdot \sigma_{sol} = 375 \text{ MPa}$	$\sigma_2^{\max} > 0$	$\sigma_m < 332,5 \text{ MPa}$

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

c. Détermination des sollicitations les plus défavorables

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{E.L.U : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 224 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{E.L.S : } \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 174,42 \text{ kN/m}^2$$

VI.6.6 Ferrailage du radier

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

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.

La fissuration est considérée préjudiciable.

VI.6.6.1 Ferrailage de la dalle du radier

a. Valeur de la pression sous radier

$$\text{E.L.U} : q_u = \sigma_m^u \cdot 1\text{m} = 224 \text{ kN/m}$$

$$\text{E.L.S} : q_{ser} = \sigma_m^{ser} \cdot 1\text{m} = 174,42 \text{ kN/m}$$

b. Calcul des efforts

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

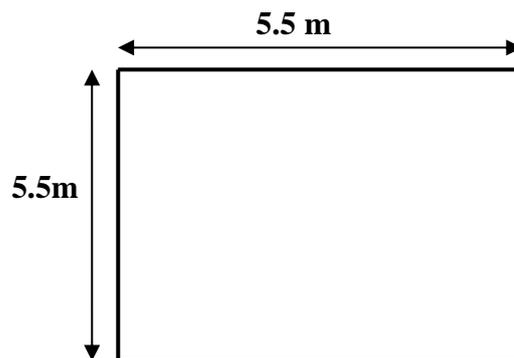


Figure VI.4 : Panneau de la dalle du radier.

c. Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

ν : coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'E.L.U} \\ 0,2 & \text{à l'E.L.S} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{5,5}{5,5} = 1 > 0,4 \text{ Donc la dalle travaille suivant les deux sens}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0368 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$$M_x = 0,0368 \times 224 \times 5,5^2 = 249,357 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 1 \times 249,357 = 249,357 \text{ kN.m}$$

- Moments en travées

$$M_{tx} = M_{ty} = 0,85.M_x = 211,95 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 124,68 \text{ kN.m}$$

d. Ferrailage de la dalle

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 30 \text{ cm} ; d = 27 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ;$$

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Tableau VI.3 : Ferrailage des panneaux du radier.

	Sens	M_u (kN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp}
Travée	x-x	211,95	0,171	0	0,236	244,512	19,92	7T20	21,99
	y-y	211,95	0,171	0	0,236	244,512	19,92	7T20	21,99
Appuis	x-x	119,035	0,096	0	0,126	256,392	10,67	6T16	12,06
	y-y								

e. Vérifications nécessaires

1. Espacement

$$Esp \leq \min (3h ; 33 \text{ cm}) \rightarrow S_t \leq \min (120 \text{ cm} ; 33 \text{ cm}) = 33 \text{ cm}$$

$$\text{Sens x-x : } S_t = \frac{100}{7} = 14,28 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$$

On opte $S_t = 14 \text{ cm}$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Sens x-x : $S_t = \frac{100}{6} = 16,66 \text{ cm} < 33 \text{ cm}$

On opte $S_t = 16 \text{ cm}$

2. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,4}{500}$$

$A_s^{\min} = 2,98 \text{ cm}^2 < A_s^{\text{adp}} = 13,57 \text{ cm}^2$

Donc la condition est vérifiée.

3. Vérification à l'E.L.S

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0441 \\ \mu_y = 1,0000 \end{cases}$$

$M_x = 0,0441 \times 174,42 \times 5,5^2 = 232,68 \text{ kN.m}$

$M_y = 1 \times 232,68 = 232,68 \text{ kN.m}$

- Moments en travées

$M_{tx} = M_{ty} = 0,85.M_x = 197,78 \text{ kN.m}$

- Moments sur appuis

$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x = 116,34 \text{ kN.m}$

Tableau VI.4: Vérification des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	197,78	21,99	16,10	18	382,45	250	Non
	y-y	197,78	21,99	16,10	18	382,45	250	Non
Appuis	x-x	116,34	12,06	11,64	18	397,74	250	Non
	y-y							

Remarque : La contrainte d'acier n'est pas vérifiée ni en travée ni en appuis donc on augmente la section de l'acier.

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Tableau VI.5 : Vérification des contraintes (correction).

	Sens	M _{ser} (kN.m)	Choix	A _s (cm ²)	σ _{bc} (MPa)	σ̄ _{bc} (MPa)	σ _s (MPa)	σ̄ _s (MPa)	Vérification
Travée	x-x	197,78	9T25	44,18	13,09	18	198,72	250	Oui
	y-y	197,78	9T25	44,18	13,09	18	198,72	250	Oui
Appuis	x-x	116,34	8T20	25,13	9,07	18	198,37	250	Oui
	y-y								

4. Vérification de la contrainte tangentielle du béton

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

Avec : $q_u = 213,86 \text{ kN}$; $L = 5,5 \text{ m}$; $b = 1 \text{ m}$

$$T_u = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{224 \times 5,5}{2} = 616 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{616 \times 10^3}{1000 \times 270} = 2,28 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{C. V}$$

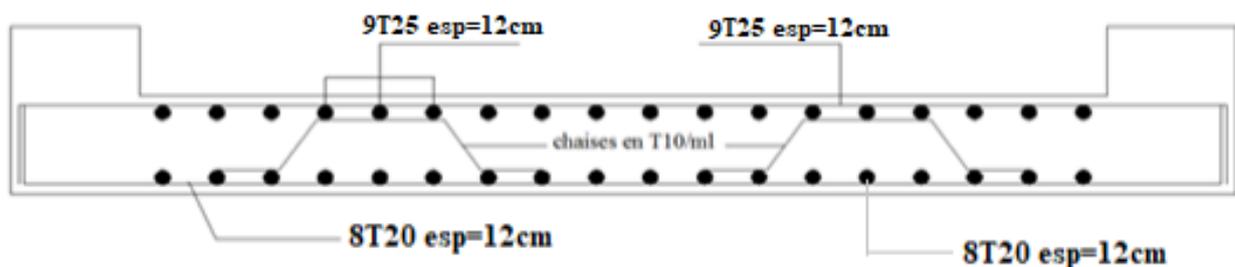


Figure VI.5 : Schéma de ferrailage du radier.

VI.6.7 Ferrailage des nervures

a. Calcul des efforts

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire «BAEL91 modifier 99» [2]

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

En travée : $M_t = 0,85.M_0$

En appuis : $M_a = 0,5.M_0$

b. Calcul des armateurs

$$b = 60 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm} ; d = 90 \text{ cm}$$

- **Sens porteur** : $L = 5,5 \text{ m} ; q = 224 \text{ kN/ml}$

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q.L^2}{8} = \frac{224 \times 5,5^2}{8} = 847 \text{ kN.m}$$

En travée : $M_t = 0,85 \times 847 = 719,95 \text{ kN.m}$

En appuis : $M_a = 0,5 \times 847 = 423,5 \text{ kN.m}$

Tableau VI.6 : Ferrailage des nervures (sens porteur).

	M_u (kN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp}
Travée	719,95	0,087	0	0,114	858,96	19,26	12T16	24,13
Appuis	423,5	0,051	0	0,065	876,6	11,11	6T16	12,06

- **Sens non porteur** : $L = 5,5 \text{ m} ; q = 224 \text{ kN/ml}$

Tableau VI.7 : Ferrailage des nervures (sens non porteur).

	M_u (kN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp}
Travée	719,95	0,087	0	0,114	858,96	19,26	12T16	24,13
Appuis	423,5	0,051	0	0,065	876,6	11,11	6T16	12,06

c. Vérifications nécessaires

1. Condition de non fragilité

$$A_s^{\min} = 0,23. b. d. \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,23 \times 100 \times 27 \times \frac{2,4}{500}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

$$A_s^{\min} = 2,98 \text{ cm}^2 < A_s^{\text{adp}}$$

Donc la condition est vérifiée pour toutes les sections adoptées.

2. Vérification des contraintes à l'E.L.S

- $L = 5,5 \text{ m}$; $q = 166,92 \text{ kN/ml}$

$$\text{On a : } M_0 = \frac{q \cdot L^2}{8} = \frac{174,42 \times 5,5^2}{8} = 659,52 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t = 0,85 \times 659,52 = 560,592 \text{ kN.m}$$

$$\text{En appuis : } M_a = 0,5 \times 659,52 = 329,76 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.8 : Vérification des contraintes à l'E.L.S

Sens	Position	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	560,592	24,13	8,42	18	287,37	250	Non
	Appuis	329,76	12,06	6,45	18	328,74	250	Non
Non porteur	Travée	560,592	24,13	8,42	18	287,37	250	Non
	Appuis	329,76	12,06	6,45	18	328,74	250	Non

Tableau VI.9 : Vérification des contraintes à l'E.L.S (correction)

Sens	Position	M_{ser} (kN.m)	Choix	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Porteur	Travée	560,592	12T20	37,7	7,20	18	188,09	250	Oui
	Appuis	329,76	6T20	18,85	5,42	18	214,03	250	Oui
Non porteur	Travée	560,592	12T20	37,7	7,20	18	188,09	250	Oui
	Appuis	329,76	6T20	18,85	5,42	18	214,03	250	Oui

3. Vérification de la contrainte tangentielle du béton [2]

On doit vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d} \leq \bar{\tau}_u = \min(0,1 f_{c28}; 3 \text{ MPa})$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Avec : $q_u = 224 \text{ kN}$; $L = 5.5 \text{ m}$; $b = 60 \text{ cm}$

$$T_u = \frac{q \cdot L}{2} = \frac{224 \times 5,5}{2} = 616 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{616 \times 10^3}{600 \times 900} = 1,14 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa} \quad \text{C. V}$$

d. Armateurs transversale

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0,3 f_{tj} \cdot K}{0,8 \cdot f_e} \quad (\mathbf{k = 0}) \quad [2]$$

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

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b_0 \cdot S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa}\right) = 0,4 \text{ MPa}$$

- **RPA99 version 2003 [1]**

$$\frac{A_t}{S_t} \geq 0,003 \cdot b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{2} ; 12\phi_1\right) = 24 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale}$$

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 50 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante}$$

Avec :

$$\phi_1 \leq \min\left(\frac{h}{35} ; \phi_1 ; \frac{b}{10}\right)$$

$$\phi_1 = 2 \text{ cm}$$

$$F_e = 500 \text{ MPa} ; \tau_u = 1,14 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ; b = 60 \text{ cm} ; h = 100 \text{ cm}$$

On trouve :

$$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone nodale.}$$

$$S_t = 30 \text{ cm} \dots \dots \dots \text{Zone courante.}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Tableau VI.10 : Choix des armateurs transversaux

	Section	Zone	S_t (cm)	\varnothing_t (cm)	A_t^{cal} (cm ²)	Choix	A_t (cm ²)
Nervures	60×100	Nodale	15	2	5,4	8T10	6,28
		Courante	30		2,7	8T10	3,14

1. Armateur de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins 3 cm²/ml par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h = 100 \text{ cm}$$

$$A_p = 3 \times 1 = 3 \text{ cm}^2$$

On choisit $A_p = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

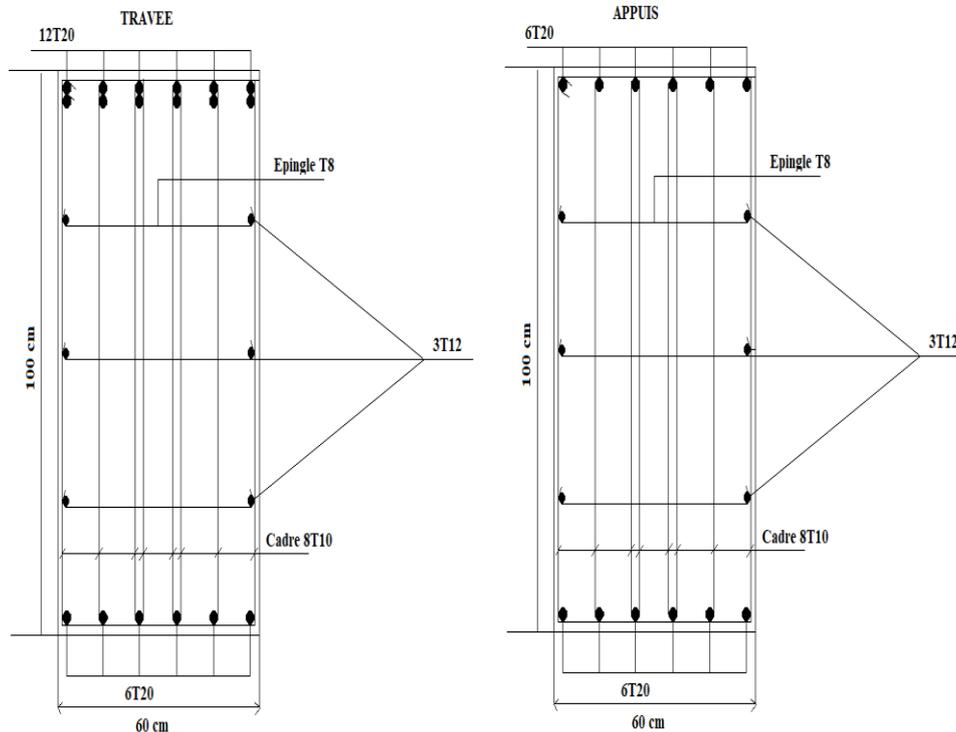


Figure VI.6 : Schéma de ferrailage des nervures (sens porteur)

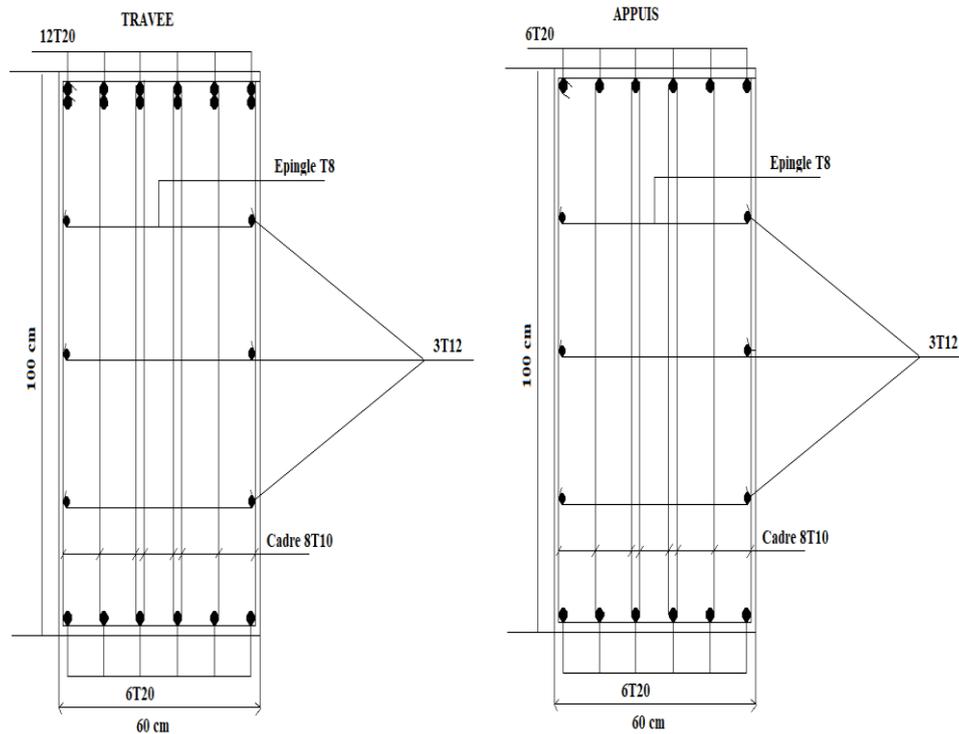


Figure VI.7 : Schéma de ferrailage des nervures (sens non porteur).

VI.6.8 Ferrailage du débord

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,60$ m, le calcul du ferrailage sera fait pour une bande de 1 m à l'ELU.

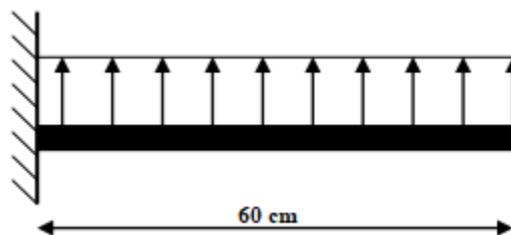


Figure VI.8 : Schéma statique du débord.



Figure VI.9 : Diagramme des Moments.

Calcul de ferrailage

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

$q_u = 224 \text{ kN/ml}$, $b = 100 \text{ cm}$, $h = 30 \text{ cm}$, $f_{c28} = 30 \text{ MPa}$, $\sigma_{bc} = 17 \text{ MPa}$, $\sigma_s = 435 \text{ MPa}$.

$$M_u = \frac{q_u \cdot l^2}{2} = \frac{224 \times 0.6^2}{2} = 40,32 \text{ kN.m}$$

Tableau VI.11 : Ferrailage du débord

M_u (kN.m)	μ	A'_s (cm ²)	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp}	Esp
40,32	0,032	0	0,041	265,57	3,49	4T14	6,16	25

Remarque

Les armatures de la dalle sont largement supérieures aux armatures nécessaires au débord ; afin d'homogénéiser le ferrailage, les armatures de la dalle seront prolonger et constitueront ainsi le ferrailage du débord.

VI.7 Voile périphérique

VI.7.1 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.

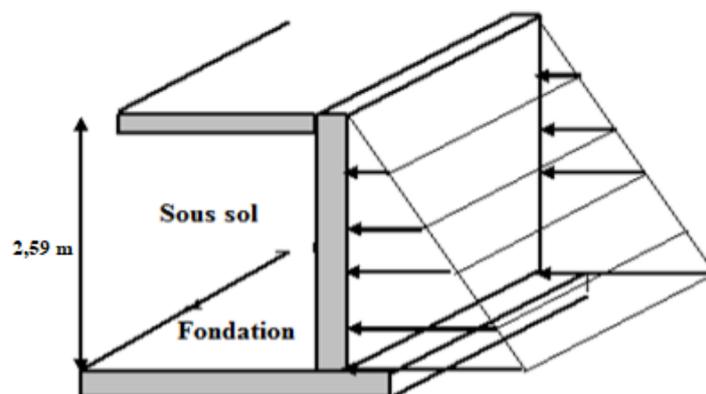


Figure VI.10 : Evaluation des charges

VI.7.2 Prédimensionnement

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Pour le pré dimensionnement du voile périphérique, on se réfère aux prescriptions du **RPA99 version 2003**, qui stipule d'après l'article 10.1.2.

VI.7.3 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).

$$L_x = 2,59 \text{ m} ; L_y = 5,5 \text{ m} ; e = 15 \text{ cm.}$$

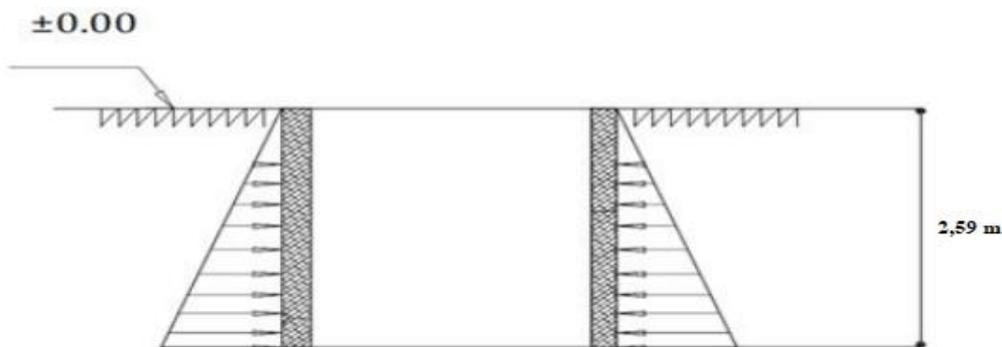


Figure VI.11 : Poussées des terres

La charge de poussées des terres est donnée par

$$Q = A \times \gamma \times h$$

Avec :

Q : Contrainte sur une bande de 1m.

γ : Poids spécifique des terres ($\gamma = 20,5 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 26,69^\circ \Rightarrow f(\varphi) = \tan^2\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = 0,308$$

$$Q = A \times \gamma \times h = 0,380 \times 20,5 \times 2,59 = 20,176 \text{ kN/ml}$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

$$Q_u = 1,35 \times 20,176 = 27,24 \text{ kN/ml}$$

VI.7.4 Effort dans le voile périphérique

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,59}{5,5} = 0,47 > 0,4 \text{ Donc la dalle travaille suivants les deux sens}$$

Calcul des moments

- Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x \cdot q_u \cdot L_x^2$
- Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y \cdot M_x$

Les coefficients μ_x et μ_y sont en fonction de $\rho = \frac{L_x}{L_y}$ et de ν .

$$\nu: \text{coefficient de poisson} \begin{cases} 0 & \text{à l'E. L. U} \\ 0,2 & \text{à l'E. L. S} \end{cases}$$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99**"

$$\rho = \frac{L_x}{L_y} = \frac{2,59}{5,5} = 1 > 0,4 \text{ Donc la dalle travaille suivants les deux sens}$$

$$\rho = 1 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1008 \\ \mu_y = 0,2500 \end{cases}$$

$$M_x = 0,1008 \times 27,24 \times 2,59^2 = 18,42 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 0,25 \times 18,42 = 4,605 \text{ kN.m}$$

- Moments en travées

$$M_{tx} = 0,85 \cdot M_x = 15,66 \text{ kN.m}$$

$$M_{ty} = 0,85 \cdot M_y = 3,91 \text{ kN.m}$$

- Moments sur appuis

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5 M_x = 9,21 \text{ kN.m}$$

VI.7.5 Ferrailage de voile périphérique

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 13,5 \text{ cm} ; f_e = 500 \text{ MPa} ; f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2,4 \text{ MPa} ;$$

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

$$\sigma_s = 435 \text{ MPa}$$

Tableau VI.12 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M _u (kN.m)	μ	α	Z (mm)	A _s ^{cal} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp}	Esp
Travée	x-x	15,66	0,051	0,065	131,49	2,73	6T12	2×6,79	15
	y-y	3,91	0,013	0,016	134,136	0,67	6T10	2×4,71	15
Appuis	x-x	132,29	0,107	0,142	254,66	11,94	6T10	2×4,71	15
	y-y								

VI.7.6 Condition exigée par le RPA99 version 2003

Le RPA préconise un pourcentage minimum de 0,1% de la section dans les deux sens disposé en deux nappes.

$$A_L > 0,1 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

$$A_T > 0,1 \times 15 \times 100 = 1,5 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{Vérfiée}$$

VI.7.7 Condition de non fragilité :

Pour les voiles travaillant dans les deux sens et dont l'épaisseur est compté entre 12 et 30cm.

D'après le « **BAEL91 modifié 99** » [2].

On a: $12 \text{ cm} \leq e \leq 30 \text{ cm}$

$$h = e = 15 \text{ cm} ; b = 100 \text{ cm.}$$

$$\begin{cases} A_x = A_x^{\min} ; A_x^{\min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{b \cdot h}{2} \\ A_y = A_y^{\min} ; A_y^{\min} = \rho_0 \cdot b \cdot h \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0006$ pour les barres de FeE500.

$$A_x^{\min} = 0,0006 \left[3 - \frac{2,59}{5,5} \right] \frac{100 \times 15}{2} = 1,14 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{\min} = 0,0006 \times 100 \times 15 = 0,9 \text{ cm}^2$$

$$\text{en travée : } \begin{cases} A_x = 6,79 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

$$\text{sur appuis : } \begin{cases} A_x = 4,71 \text{ cm}^2 > A_x^{\min} = 1,14 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 \text{ cm}^2 > A_y^{\min} = 0,9 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

VI.7.8 Vérification de l'effort tranchant

Il faut vérifier que :

$$\tau_u = \frac{T_u^{\max}}{b \cdot d} < \bar{\tau}_u = 0,05 \cdot f_{c28} = 1,5 \text{ MPa}$$

$$T_x = \frac{q_u \cdot L_x \cdot L_y}{2L_x + L_y} = \frac{27,27 \times 2,59 \times 5,5}{(2 \times 2,59) + 5,5} = 36,33 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u \cdot L_x}{3} = \frac{27,24 \times 2,59}{3} = 23,52 \text{ kN}$$

$$T_u^{\max} = \max(T_x ; T_y) = 36,33 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{36,33 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,269 \text{ MPa} < 3 \text{ MPa}$$

VI.7.9 Vérification à L'ELS :

a. Evaluation des sollicitations à l'E.L.S

$$Q_{\text{ser}} = 20,176 \text{ kN}$$

$$\frac{L_x}{L_y} = 0,47 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,1038 \\ \mu_y = 0,3402 \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_x = 0,1038 \times 20,176 \times 2,59^2 = 14,05 \text{ kN.m} \\ M_y = 0,3402 \times 14,08 = 264,58 \text{ kN.m} \end{cases}$$

$$\begin{cases} M_{tx} = 0,85 \times 14,05 = 11,9425 \text{ kN.m} \\ M_{ty} = 0,85 \times 4,78 = 4,063 \text{ kN.m} \\ M_a = 0,5 \times 14,05 = 7,025 \text{ kN.m} \end{cases}$$

b. Vérification des contraintes :

$$\text{Il faut : } \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \cdot f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

Le tableau suivant récapitule les résultats trouvés :

CHAPITRE VI : ETUDE DES FONDATIONS

Tableau VI.13 : Vérifications des contraintes.

	Sens	M_{ser} (kN.m)	A_s (cm ²)	σ_{bc} (MPa)	$\bar{\sigma}_{bc}$ (MPa)	σ_s (MPa)	$\bar{\sigma}_s$ (MPa)	Vérification
Travée	x-x	11,9425	6,79	4,58	18	145,85	250	Oui
	y-y	4,063	4,71	10,97	18	168,95	250	Oui
Appuis	x-x	7,025	4,71	3,08	18	121,65	250	Oui
	y-y							

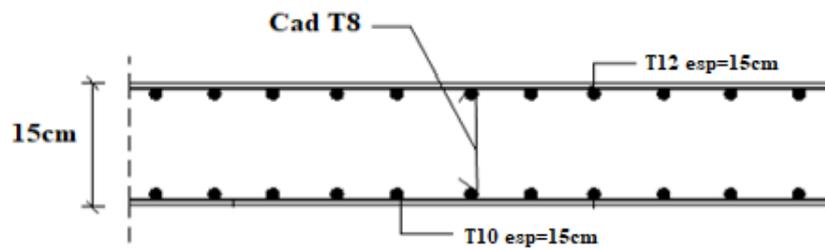


Figure VI.12 : Ferrailage du Voile Périphérique sens x-x.

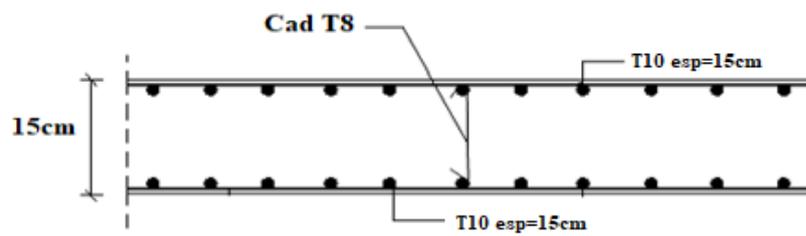


Figure VI.13 : Ferrailage du Voile Périphérique sens y-y.

Conclusion

Générale

CONCLUSION GENERALE

Dans notre projet de fin d'études intitulé "Étude d'un bâtiment RDC+10+Sous-sol", nous avons réalisé l'étude de génie civil d'une structure en béton armé. Ce travail modeste nous a permis de mettre en pratique les connaissances acquises tout au long de notre parcours universitaire, de les approfondir en nous basant sur des documents techniques et réglementaires, d'utiliser des logiciels de calcul modernes tels que ETABS, SOCOTEC et Excel pour minimiser les erreurs de calcul manuel et gagner du temps dans l'étude, ainsi que de mettre en évidence les principes de base à prendre en compte dans la conception et le calcul des structures en béton armé en zone de sismicité moyenne.

Après la finalisation de notre étude, certains points nous semblent importants à souligner :

- Le Pré-dimensionnement est une étape préliminaire mais essentielle dont l'objectif est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment, qui peuvent être significativement modifiées après l'étude dynamique du projet.
- La disposition des voiles joue un rôle bien plus important que leur quantité dans la structure. Elle a un impact déterminant sur le comportement de celle-ci face aux charges horizontales.
- La modélisation de notre structure à l'aide du logiciel ETABS20 nous a permis de calculer les différents éléments de la superstructure et de l'infrastructure, ce qui facilite les calculs, nous rapproche de la réalité et nous fait gagner un temps considérable dans l'analyse de la structure.
- La vérification de l'interaction entre les voiles et les portiques dans notre bâtiment présente des résultats insatisfaisants. Nous avons observé que les voiles supportent plus de 20% des sollicitations causées par les charges verticales, ce qui contredit le concept initial. Par conséquent, nous avons décidé d'ajuster le facteur de comportement en utilisant une valeur de R égale à 3,5.
- Étant donné la capacité portante du sol établie par le laboratoire (2,5 bars), nous avons opté pour un radier général d'une hauteur de 30 cm avec des nervures d'une section de 60 x 100 cm comme type de fondation.

Enfin, ce projet nous a offert l'opportunité d'entrer en interaction avec le domaine professionnel de l'ingénierie civile et de mettre en pratique nos connaissances théoriques.

Références

REFERENCES

Pour l'élaboration du présent document nous avons utilisé :

[1] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", (Document technique réglementaire) C.G.S. (révision 2003).

[2] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règles de calcul DTU P 18-702. (mars1992, février 2000, par M.R.LACROIX, Edition S140 –Juin 2005).

[3] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2.2 (Document technique réglementaire, 24 octobre1988).

[4] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat. (Document technique réglementaire D.T.R-B.C.2-41) (29 décembre 1993).

[5] M.BELAZOUGUI," calcul des ouvrages en béton armée ".O.P.U 2004.

[6] RAFIK TALEB," Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 -Version 2003 pour les Structures de Bâtiments en Béton Armé : Interprétations et Propositions " ; Journal of materials and engineering structures 4 (2017) 139-154