

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي



UNIVERSITE BLIDA-1-

جامعة-البليدة-1-

FACULTE DE TECHNOLOGIE

كلية التكنولوجيا

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

دائرة الهندسة المدنية



Option : STRUCTURES

MEMOIRE DE FIN D'ETUDES
En vue de l'Obtention du diplôme de Master

THÈME

Etude et conception parasismique d'un bâtiment Rez-de-chaussée+9étage+sous-sol contreventé par voiles

Réalisé par :

MEZIANE MERIEM

AISSI SICILIA

Promoteur : Mme.S. HAMMAT

Co-promoteur : Mr.A.ZAHAF

- PROMOTION 2020 /2021-

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

ملخص

يتكون هذا المشروع بشكل أساسي من دراسة مبنى طابق أرضي+9طوابق+طابق سفلي، متعدد الاستخدامات (سكني، تجاري) مدعوم بجدران خرسانية مسلحة. يقع الهيكل في قسنطينة، هذه المنطقة مصنفة كمنطقة زلزالية (IIa) وفقًا للوائح الزلازل الجزائرية (RPA 99 الإصدار 2003). تم إنشاء دراسة وتحليل هذا المشروع بواسطة **SAP 2000.V14**. يتوافق حساب الأبعاد وتقوية جميع العناصر المقاومة مع القواعد المعمول بها، أي **BAEL91 المعدل 99**، **RPA99** الإصدار 2003. تم تنفيذ تقوية العناصر الحاملة (الأعمدة، الحزم) بواسطة تعزيز **SOCOTEC** البرمجيات.

Résumé

Ce projet consiste principalement en l'étude d'une structure (**R+9+S-Sol**) à usage multiple (**habitation, commerce**) contreventée par des voiles en béton armé.

La structure est implantée à Constantine, Cette région est classée en zone sismique (**IIa**) selon le règlement parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

L'étude et l'analyse de ce projet ont été établies par le logiciel **SAP 2000.V14**.

Le calcul des dimensions et du ferrailage de tous les éléments résistants sont conformes aux règles applicables en vigueur à savoir **BAEL91** modifié 99, **RPA99** version 2003. Le ferrailage des éléments porteurs (poteaux, poutres) a été mené par le logiciel de ferrailage **SOCOTEC**.

ABSTRACT

This project mainly consists of the study of à structure (**R + 9 + Basement**) for multiple use (residential, commercial) braced by reinforced concrete walls.

The structure is located in Constantine, This region is classified as a seismic zone (**IIa**) according to the Algerian earthquake regulations (**RPA 99 version 2003**).

The study and analysis of this project were established by **the software SAP 2000.V14**.

The calculation of the dimensions and the reinforcement of all the resistant elements comply with the applicable rules in force, namely **BAEL91** modified 99, **RPA99** version 2003. The reinforcement of the load-bearing elements (columns, beams) was carried out by the **SOCOTEC** reinforcement software.

Dédicaces

Au nom de dieu et par sa volonté et son aide qui enrichit mes savoirs.

Ces savoirs qui m'ont mené à réaliser ce travail, dont j'en suis comblée et fière.

La science consiste à oublier ce qu'on croit savoir, et la sagesse à ne pas s'en soucier.

Sans oublier tous ceux qui ont par leurs égards contribué à parfaire mon objectif et qui me font l'éminent honneur avec différence, je tiens à leur dédier ce travail :

- *A ma chère mère (Zahra) La lumière de ma vie et l'espoir de mon existence, une source d'affection, de courage et d'inspiration, elle était toujours une idéaliste un exemple de patience et qui m'offrait ce que tout le monde appelle « la tendresse », et l'amour maternel, tu astant souhaité que je parvienne à ce but, Tes conseils, ton soutien et tes prières m'ont toujours accompagné qui a autant sacrifié pour me voir atteindre ce jour l'expression de mes sentiments et de mon éternelle gratitude ma chère mère (je t'aime).*
- *A mon très cher père, à ma perle, le pilier de la famille source de respect, en témoignage de ma profonde reconnaissance pour tout l'effort et le soutien incessant qui m'a toujours apporté tu as toujours été à mes côtés. je vous remercie infiniment d'être pour moi un exemple de persévérance, de foi en l'avenir, qui m'aider à avancer dans la vie, m'a encouragé et conseillé pendant mes plus pénibles moments et qui m'a guidé vers le droit chemin, qui a sacrifié toute sa vie afin de me voir devenir ce que je serais incha Allah, Je ne trouverai jamais assez de mots pour t'exprimer l'amour, l'estime, le dévouement et le respect que j'ai toujours eu pour vous, Je ne pourrai jamais au plus grand jamais oublier tout ce que vous avez fait pour moi. Ce travail est le fruit de tes sacrifices que tu as consentis pour mon éducation et ma formation... mon père Madani (je t'aime).*
- *Tous ceux qui attendaient ce jour impatiemment, non pas par curiosité, mais pour partager les larmes du bonheur censés éteindre les feux d'une longue durée de patience et de souffrance, entre autres :*
- *A mes chères sœurs Imane et Khadîdja et mon beau-frère Abdelkader qui m'ont ouvert la voie du bonheur et de la réussite et qui n'ont pas cessé d'être pour moi des exemples de persévérance, de courage et de générosité, que dieu vous protège et consolide les liens sacrés qui nous unissent.*
- *A mes petites sœurs Manar Aya et Sabrine et Mes neveux Adem Abderrahmane et Mouslim Oubaide Allah (mes yeux) pour leurs amour et leurs inspiration de joie.*
- *A mon consœur et binôme Sicilia et sa famille pour lequel je souhaite une vie pleine de joie et de réussite.*
- *Tout le respect et gratitude à tous mes enseignants, généralement du département de génie civil de l'université de Blida, spécialement mon promotrice : Mme Hammat Sihem, mon Co-promoteur : Mr Zahef Ahmed et Mme Cherfa Chrifa.*
- *A mes collègues : Abdelkrim, Oussama, Abdelhak qui ont été toujours là pour moi.*
- *Pour ceux qui je n'ai pas cité bien sûr ne croyez pas que je vous ai oublié, je vous porte toujours dans mon cœur, Et a tous la promotion 2021 sans exception.*

MEZIANE MERIEM

Dédicaces

Je tiens à dédier cet humble laborieux travail à :

A ma chère mère la lune de mes jours ... qui a toujours été attentive à m'écouter et me conseiller, que dieu la protège et la garde en bonne santé.

A mon père et mon grand-père qui m'ont aidé et soutenu durant toutes ces longues années d'étude.

A mes deux frères Khalil et Massine ; et ma seule sœur Sirine.

A Mme.Hammat pour son aide très précieuse dont je serai toujours reconnaissante.

Je suis reconnaissant à ma camarade Meriem qui a contribué à la réalisation de ce modeste travail ; Mes Salutations à toute la famille Aissi et leurs proches ; Tout le respect et gratitude à tous mes enseignants, généralement du département de génie civil de l'université de Blida, spécialement.

A mes amis : Hayet, Yousra

A tous la promotion 2021 sans exception ;

Je remercie enfin tous ceux qui m'ont aidé de près ou de loin dans L'accomplissement de ce travail.

SICILIA

SOMMAIRE

ملخص.

RESUME.

ABSTRACT.

REMERCIEMENTS.

DEDICACES.

LISTE DES FIGURES.

LISTE DES TABLEAUX.

LISTE DES SYMBOLES.

PLANS DU BATIMENT.

Introduction Général

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage

I.1 Introduction	1
I.2 Présentation de l'ouvrage.....	1
I.3 Caractéristiques de l'ouvrage	1
I.4 Caractéristiques mécaniques des matériaux	3
I.4.1 Le Béton	4
I.4.2 Les contraintes limite d'acier	7
I.5 Hypothèses de calcul aux états limites	8
I.6 Les règlements utilisés	9

Chapitre II : Pré dimensionnement

II.1 Introduction	10
II.2 Pré dimensionnement des planchers	10
- Dalle en corps creux	10
- Dalle pleine	11
II.3 Evaluation des charges et surcharges	12
II.3.1 Charges permanentes	12
- Plancher terrasse inaccessible	12
- Plancher étage courant	13
- Balcon (Dalle pleine)	13
- Maçonnerie	14
II.3.2 Charges d'exploitation	15
II.4 Pré dimensionnement des poutres	15
a. Pré dimensionnement des poutres porteuses	16
b. Prédimensionnement des poutres non porteuses	17
II.5 Prédimensionnement des poteaux	17
II.6 Les voiles	28

Chapitre III : Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction	31
III.2 Acrotère	31
III.2.1 Evaluation des charges	32
a. Charges permanentes.....	32
b. Charge d'exploitation	32
III.2.2 Calcul des efforts	33
III.2.3 Ferrailage de l'acrotère	33
III.2.4 Vérification de la section d'acier selon « BAEL 91 modifié 99 »	35
III.2.5 Armatures de répartitions	35
III.2.6 Vérification à L'E.L.S	35
III.2.7 Vérification de l'effort tranchant	35
III.3 Calcul des balcons	36
III.3.1 Evaluation des charges	37
a. Charges permanentes et charges d'exploitation (G,Q)	37
b. Charge concentrée F	37
c. Moment dû à la main courante	37
d. Combinaison des charges	37
III.3.2 Calcul de ferrailage	38
III.3.3 Vérifications	38
a. Condition de non fragilité	38
b. Vérification de l'effort tranchant	38
c. Vérification vis-à-vis de l'ELS	39
d. Vérification de la flèche	39
III.4 Escalier	40
III.4.1 Définition des éléments d'un escalier	41
III.4.2 Evaluation des charges	43
III.4.3 Détermination des efforts internes	43
a. Combinaison des charges	43
b. Calcul des efforts	44
III.4.4 Calcul des armatures	46
III.4.5 Vérifications	47
a. Condition de non fragilité	47
b. L'effort tranchant	47
c. Vérification à l'E.L.S	48
d. Vérification des contraintes du béton	48
e. Vérification de la flèche	48
III.5 Etude des planchers	49
III.5.1 Calcul des poutrelles	49
a. Méthode forfaitaire	50
b. Méthode de Caquot	50
III.5.2 Différents types de poutrelles	51

Chapitre IV : Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction	67
IV.2 Modélisation de la structure	67
IV.2.1 Modélisation de la rigidité	67
IV.2.2 Modélisation de la masse	67
IV.3 Etude sismique	68
IV.3.1 Choix de la méthode de calcul	68
a. La méthode statique équivalente	68

• Principe	68
• Conditions d'application	68
b. La méthode modale spectrale	69
• Principe	69
• Analyse spectrale	70
IV.4 Résultats de l'analyse pour le modèle initial	74
IV.5 Introduction des voiles de contreventement	77
IV.6 Justification vis à vis de l'effet P- Δ	86
IV.7 Justification du coefficient de comportement	87

Chapitre V : calcul des éléments principaux

V.1 Introduction	84
V.2. Ferrailage des poteaux	84
V.2.1. Introduction	86
V.2.2 Recommandation selon RPA99 version 2003	86
a. Situation durable	88
b. Situation accidentelle	90
V.2.3 Choix des armatures	93
V.2.4 Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	93
V.2.5 Vérification De L'effort Tranchant	94
V.2.6 Ferrailage transversal des poteaux	95
V.2.7 Ferrailage des Poteaux du Sous-sol	99
V.2.8 Schéma de ferrailage des poteaux	101
V.3. Ferrailage des poutres	102
V.3.1 Introduction	102
V.3.2 Les combinaisons d'actions	102
V.3.2 Recommandations des règlements	102
V.3.3 Vérifications Condition de non-fragilité	104
V.3.4 Espacement	104
V.3.5 Effort tranchant	105
V.3.6 Contraintes à l'E.L. S	106
V.3.7 Flèche	106
V.3.8 Arrêt des barres	109
V.4 ferrailage des voiles	111
V.4.1 Voiles pleins	111
V.4.2 Combinaison de charge	113
V.4.3 Ferrailage vertical	113
V.4.4 Exemple d'application	115
V.4.5 Ferrailage horizontal	130
V.4.6 Exemple d'application	131

Chapitre VI : Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction	133
VI.1.2 Choix du type de fondations	133
VI.1.3 Facteurs intervenant dans le calcul des fondations	133
VI.1.4 Calcul des fondations	134
VI.2 Semelle isolée	134
VI.3 Semelles filantes	135
VI.4 Radier général	138
VI.4.1 Surface nécessaire	139
VI.4.2 Pré dimensionnement de radier	140
VI.4.3 Caractéristiques géométriques du radier	142

VI.4.4 Vérifications Nécessaires	142
VI.4.5 ferrailage du radier	146
VI.5 Voile périphérique	155
VI.5.1 Introduction	155
VI.5.2 Pré dimensionnement	156
VI.5.3 Evaluation des charges	156
VI.5.4 Ferrailage du voile périphérique	157
CONCLUSION GENERALE	
REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	
ANNEXES	

Index des figures

N°	Titre	Page
I.1	Vue en plan (1er et 3ème étages).	2
I.2	Diagramme contraintes – déformations de béton à l'ELU.	6
I.3	Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'ELU.	7
II.1	Dalle en corps creux.	9
II.2	Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.	11
II.3	Coupe verticale du plancher courant à corps creux.	12
II.4	Coupe verticale de la dalle pleine (balcon).	12
II.5	Constituants d'un mur extérieur.	13
II.6	section réduite du poteau.	17
II.7	Surface du plancher revenant au poteau central le plus sollicité.	19
II.8	Surface du plancher revenant au poteau de rive le plus sollicité.	23
II.9	coupe de voile en élévation.	28
III.1	Dimensions de l'acrotère.	29
III.2	Schéma statique de l'acrotère.	30
III.3	Diagrammes des efforts à l'ELU.	31
III.4	Coupe horizontale d'un acrotère.	32
III.5	Ferraillage de l'acrotère.	34
III.6	Schéma statique du balcon.	35
III.7	Ferraillage de balcon.	37
III.8	Dimensions de l'escalier.	39
III.9	Schéma statique de l'escalier.	39
III.10	Schéma statique de l'escalier.	42
III.11	Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.	43
III.12	Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS.	43
III.13	Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.	44
III.14	Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.	44
III.15	Ferraillage des escaliers.	47
III.16	Ferraillage des poutrelles.	61
IV.1	Spectre de réponse.	65
IV.2	Modèle Initial.	69
IV.3	Modèle 1.	72
IV.4	Modèle 2.	74
IV.5	Modèle finale.	78
V.1	Zone Nodale.	87
V.2	disposition des voiles avec numérotation.	113
V.3	Exemple de ferraillage du voile (V9)	132
V.4	Exemple de ferraillage du bout de voile (V7).	132

VL.1	Semelle isolée sous poteaux	135
VL.2	Semelles filantes sous poteaux.	136
VL.3	chevauchement	138
VL.4	Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.	138
VL.5	Schéma du radier.	139
VL.6	Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.	141
VL.7	Contraintes sous le radier.	144
VL.8	Panneau de la dalle du radier.	146
VL.9	Schéma de ferrailage de la dalle du radier (sens xx).	149
VL.10	Schéma de ferrailage de la dalle du radier (sens yy).	150
VL.11	Ferrailage des nervures suivant X-X.	153
VL.12	Ferrailage des nervures suivant Y-Y.	153
VL.13	Schéma statique du débord.	154
VL.14	Diagramme des Moments.	154
VL.15	Evaluation des charges.	156
VL.16	Poussées des terres.	156
VL.17	Schéma de ferrailage du voile périphérique.	159

Index des Tableaux

N°	Titre	Page
II.1	Poids surfaciques des différents planchers.	13
II.2	Dégression des surcharges d'exploitations.	18
II.3	Tableau récapitulatif des charges permanentes (Poteau central).	20
II.4	Surcharges d'exploitation (Poteau central).	21
II.5	choix final des poteaux centraux.	21
II.6	Vérification a ELS.	22
II.7	Tableau récapitulatif des charges permanentes (Poteau de rive).	24
II.8	La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau de rive).	25
II.9	choix final des poteaux de rive.	25
II.10	Vérification a ELS.	26
II.11	Choix des sections des poteaux.	27
III.1	Combinaison des charges du Balcon	36
III.2	Ferraillage du balcon.	36
III.3	Charges à l'ELU et l'ELS.	42
III.4	Calcul du ferraillage.	44
III.5	Types de poutrelles.	49
III.6	Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.	49
III.7	Les sollicitations des poutrelles du type 1 (Plancher terrasse).	51
III.8	Les sollicitations des poutrelles du type 1 (Plancher terrasse).	51
III.9	Les sollicitations des poutrelles du type 2(Plancher terrasse).	52
III.10	Les sollicitations des poutrelles du type 2(Plancher terrasse).	52
III.11	Les sollicitations des poutrelles du type 3(Plancher terrasse).	52
III.12	Les sollicitations des poutrelles du type (Plancher terrasse).	53
III.13	Les sollicitations des poutrelles du type 1 (sous-sol).	53
III.14	Les sollicitations des poutrelles du type 1 (sous-sol).	53
III.15	Les sollicitations des poutrelles du type 2 (sous-sol).	54
III.16	Les sollicitations des poutrelles du type3 (sous-sol).	54
III.17	Les sollicitations des poutrelles du type 3(Sous sol).	54
III.18	Les sollicitations des poutrelles du type 1 (Plancher étage courants).	55
III.19	Les sollicitations des poutrelles du type 1 (Plancher étage courants).	55
III.20	Les sollicitations des poutrelles du type 2 (Plancher Sous sol).	55
III.21	Les sollicitations des poutrelles du type 2 (Plancher des étages courants).	56
III.22	Les sollicitations des poutrelles du type 3 (Plancher des étages courants)	56
III.23	Les sollicitations des poutrelles du type 3 (Plancher des étages courants)	56
III.24	Les sollicitations maximales des poutrelles.	57
IV.1	Valeurs des pénalités Pq.	69
IV.2	Période et facteurs de participation massique du modèle initial	70
IV.3	Vérification de la force sismique pour le modèle initial.	71
IV.4	Vérification des déplacements inter étages (modèle initial).	71
IV.5	Période et facteurs de participation massique du modèle 1.	72
IV.6	Vérification de la force sismique pour le modèle 1.	73
IV.7	Vérification des déplacements inter étages (modèle 1).	74
IV.8	Période et facteurs de participation massique du modèle 2.	75
IV.9	les Vérification de la force sismique pour le modèle 2.	76
IV.10	Vérification des déplacements inter étages (modèle 2).	76

IV.11	Vérification de l'effort normal réduit.	77
IV.12	choix des sections des poteaux.	77
IV.13	Période et facteurs de participation massique du modèle finale.	78
IV.14	Vérification de la force sismique pour le modèle finale.	79
IV.15	Vérification des déplacements inter étages pour le modèle finale.	79
IV.16	Vérification de l'effort normal réduit.	80
IV.17	Vérification de l'effet P- Δ du modèle final.	82
IV.18	Distribution des efforts sur les voiles et le portique.	83
<hr/>		
V.1	Caractéristiques du béton et de l'acier.	85
V.2	Combinaison d'action.	85
V.3	Ferraillages des poteaux situation durable (Nmax, Mcorr).	88
V.4	Ferraillages des poteaux situation durable (Mmax, Ncorr).	89
V.5	Ferraillages des poteaux situation durable (Nmin, Mcorr).	89
V.6	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Nmax, Mcorr).	90
V.7	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Mmax, Ncorr).	90
V.8	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (corr M N min).	91
V.9	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Nmax, Mcorr).	91
V.10	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Mmax, Ncorr).	92
V.11	Ferraillages des poteaux situation accidentelle (Nmin, Mcorr).	92
V.12	Choix des armatures des poteaux.	93
V.13	Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.	95
V.14	Espacement maximales selon RPA99 des poteaux.	97
V.15	Choix des armatures transversales pour les poteaux.	98
V.16	Schémas de ferrailage de poteaux.	101
V.17	Combinaison d'action.	102
V.18	Ferrailage des poutres principales et secondaires.	103
V.19	Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires.	104
V.20	Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.	106
V.21	Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.	106
V.22	Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.	107
V.23	Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.	108
V.24	Schémas de ferrailage des poutres.	110
V.25	résultats détaillés du ferrailage vertical	118
V.26	choix du ferrailage vertical des voiles du RDC.	119
V.27	vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du RDC.	119
V.28	résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.	120
V.29	choix du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.	121
V.30	vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailages des voiles du 2ème étage.	121
V.31	résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 5ème étage.	122
V.32	choix du ferrailage vertical des voiles du 5ème étage.	123
V.33	vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 3+4ème étage.	123
V.34	résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 5+6ème étage.	124
V.35	choix du ferrailage vertical des voiles du 5+6ème étage	125
V.36	vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7ème étage.	125
V.37	résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 7+8ème étage.	126
V.38	choix du ferrailage vertical des voiles du 7+8ème étage.	127
V.39	vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7+8ème étage.	127

V.40	résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles de 9 ^{ème} étage.	128
V.41:	choix du ferrailage vertical des voiles du 9 ^{ème} étage.	129
V.42:	vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du 9 ^{ème} étage.	129
V.43:	résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles	132
VI.1	Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.	137
VI.2	vérification de stabilité de radier.	143
VI.3	Contraintes sous le radier à l'ELU.	145
VI.4	Contraintes sous le radier à l'ELS.	145
VI.5	Calcul des moments à l'ELU	148
VI.6	Calcul des moments à l'ELS	148
VI.7	Ferrailage des panneaux P1 du radier	149
VI.8	Ferrailage des nervures (sens x-x).	151
VI.9	Ferrailage des nervures (sens Y-Y).	151
VI.10	Vérification de la condition de non fragilité.	152
VI.11	Ferrailage des débords.	155
VI.12	Calcul des moments en travée et sur appuis.	157
VI.13	Ferrailage du voile périphérique.	158

LISTE DES SYMBOLES

- A : Coefficient d'accélération de zone, Coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement.
- a : Plus petite dimension d'une section transversale
- a - b : Dimensions En Plans D'un Poteau
- A.N : Axe neutre
- A_{max} , A_{min} : Section d'acier maximale Et minimale
- A_s : Aire d'une section d'acier.
- A'_s : Section d'aciers comprimés
- A_t : Section d'armatures transversales.
- B : Aire d'une section de béton, Largeur d'une table De compression.
- B_0 : Section homogène totale
- b_0 : Largeur D'une section rectangulaire ou de la nervure d'une section en T.
- B_r : Section réduite
- ϕ : Diamètre des armatures, mode propre.
- φ : Angle de frottement.
- C : Cohésion.
- \bar{q} : Capacité portante admissible.
- Q : Charge d'exploitation.
- C_c : Coefficient de compression.
- C_s : Coefficient de sur consolidation.
- q_{dyn} : Pression dynamique.
- $q_{réf}$: Pression dynamique de référence.
- F_{fr} : Force de frottement.
- R : Force résultante.
- 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.
- $\bar{\sigma}_s$: Contrainte de traction admissible de l'acier.
- $\bar{\sigma}_{bc}$: 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.
- 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 : Effort tranchant, Période.
- S_t : Espacement.
- λ : Elancement géométrique.
- e : Epaisseur, Indice des vides.
- e_0 : Excentricité par rapport au centre de gravité du béton
- N_q, N_γ, N_c : Facteurs de portance.
- F : Force concentrée.
- f : Flèche.
- \bar{f} : Flèche admissible.
- D : Fiche d'ancrage.
- h : Hauteur totale d'une section
- h_0 : Hauteur d'une table de compression
- L : Longueur ou portée.
- L_f : Longueur de flambement.
- I_p : Indice de plasticité.
- I_c : Indice de consistance.
- l_r : Longueur de recouvrement
- l_s : Longueur de scellement
- W : Teneur en eau, Poids total de la structure.
- S_r : Degré de saturation.
- γ_d : Poids volumique sèche.
- γ_h : Poids volumique humide.
- γ_{sat} : Poids volumique saturé.
- 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_{ay} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/y.
- M_{ax} : Moment fléchissant au centre d'un panneau de dalle articulé pour une bande de largeur unité parallèle A/x.
- M_0 : Moment en travée d'une poutre reposant sur deux appuis libres, Moment a la base.
- I : Moment d'inertie.
- i : rayon de giration
- 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.
- $n=15$: coefficient d'équivalence
- E_{ij} : Module d'élasticité instantané.
- E_{vj} : Module d'élasticité différé.
- E_s : Module d'élasticité de l'acier.

- P : Rayon moyen.
- F_{bc} : Résultante Des Efforts De Compression Dans Le Béton
- 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.
- f_e : Limite d'élasticité de l'acier
- K : Coefficient de raideur de sol.
- I_0 : Moment d'inertie de la section totale homogène, Longueur fictive.
- P_{ser} : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.S.
- P_u : Charge Concentrée Appliquée A L'E.L.U.
- π : Coefficient de fissuration.
- μ : Coefficient de frottement acier /béton.
- ν : Coefficient de poisson ; effort normal réduit.
- ε_{bc} : Raccourcissement relatif maximal du béton comprimé.
- ε_s : Allongement relatif des aciers tendus.
- ε_{sc} : Raccourcissement relatif des aciers comprimé.
- ε_{si} : Allongement relatif des aciers tendus lorsque leur contrainte atteint la résistance de calcul.

Introduction Générale

Introduction Générale

L'Algérie est sévèrement exposée aux risques sismiques. Il est donc essentiel de s'en protéger et de mieux les appréhender, notamment vis-à-vis de la vulnérabilité des superstructures.

Grâce à leur expertise ; Les ingénieurs de génie civil s'occupent de la conception, la réalisation, l'exploitation et la réhabilitation d'ouvrages de construction et d'infrastructures dont ils assurent la gestion afin de répondre aux besoins de la société, tout en assurant la sécurité du public et la protection de l'environnement. Très variées, leurs réalisations se répartissent principalement dans cinq grands domaines d'interventions : structure, géotechnique, hydraulique, transport et environnement.

Les bâtiments et ouvrages sont conçus et disposés en conformité avec les règles d'urbanisme applicables localement. En plus des charges statiques et climatiques, ils doivent résister aux charges dynamiques particulièrement les sollicitations sismiques. La réalisation d'un ouvrage de Génie civil est le fruit d'un travail de toute une équipe.

Notre objectif est d'arriver à concevoir une structure avec une bonne répartition des différents éléments afin d'assurer de manière efficace la transmission des charges vers l'infrastructure. Le présent projet porte sur la réalisation d'un bâtiment en béton armé constitué d'un sous-sol, un rez de chaussée, neuf étages. L'ouvrage est implanté à la wilaya de Constantine, qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (zone II-a) selon le règlement parasismique algérien (RPA99 version 2003).

L'étude de ce projet est faite suivant les différentes étapes ci-après :

Le chapitre I constitue une présentation descriptive de l'ouvrage avec les dimensions en plan et en élévation et les caractéristiques des matériaux utilisés.

Le pré dimensionnement des éléments de la structure (poteaux, poutres, planchers et voiles), fait l'objet de notre travail dans le 2^{ème} chapitre.

Dans le chapitre III, nous nous intéressons à l'étude des éléments secondaires que comporte notre bâtiment. Nous citons l'acrotère, les escaliers, les balcons et les planchers.

En plus du calcul statique, une étude dynamique de la structure est présentée dans le 4^{ème} chapitre. La modélisation est faite par le **SAP2000 version.14**, qui est un logiciel de calcul et

Le ferrailage des poteaux, poutres et des voiles se fera avec les résultats finaux de l'étude dynamique tout en vérifiant les critères imposés par le **RPA99** et le **BAEL91**, dans le chapitre V.

Le chapitre VI est destiné pour le calcul des fondations suivi par une conclusion générale dans laquelle nous discutons nos résultats.

Chapitre I

Présentation de l'ouvrage

I.1.Introduction :

L'étude des structures en béton armé en zone sismique est un domaine qui nécessite des analyses spécifiques, des données et des connaissances de base sur lesquelles les ingénieurs prennent appui dans leur étude pour obtenir une structure à la fois sécuritaire et économique.

L'objectif de ce chapitre est de présenter les critères du bâtiment analysé, concernant le type de structure, la géométrie, l'usage et les propriétés des matériaux utilisés.

Le calcul sera fait conformément aux règles parasismiques algériennes (**RPA99 version 2003**) et aux règles de béton armé aux états limites (**BAEL91**), règles de conception et de calcul des structures en béton armé (**C.B.A.93**). Pour l'étude de notre projet, nous avons opté pour un logiciel de calcul par éléments finis (**SAP 2000**).

I.2. Présentation de l'ouvrage

Le présent projet consiste à l'étude d'un bâtiment multifonctionnel (*RDC+09+ISS*) qui regroupe des logements d'habitations et commerce.

L'ouvrage est implanté à la wilaya de Constantine, qui est classée comme une zone de moyenne sismicité (**zone II-a**) selon le règlement parasismique algérien (**RPA99 version 2003**). La structure est contreventée par des portiques contreventés par des voiles en béton armé.

I.3. Caractéristiques de l'ouvrage

Le bâtiment se compose d'un seul bloc ayant une forme régulière, il est caractérisé par les caractéristiques suivantes :

➤ **Usage :**

- Un sous-sol pour le stationnement des voitures.
- Un rez-de-chaussée à usage commercial.
- 09 étages à usages d'habitation.
- Une terrasse inaccessible.

➤ **Dimensions en plan :**

- Longueur totale du bâtiment: 28,50 m.
- Largeur totale du bâtiment: 14,60 m.

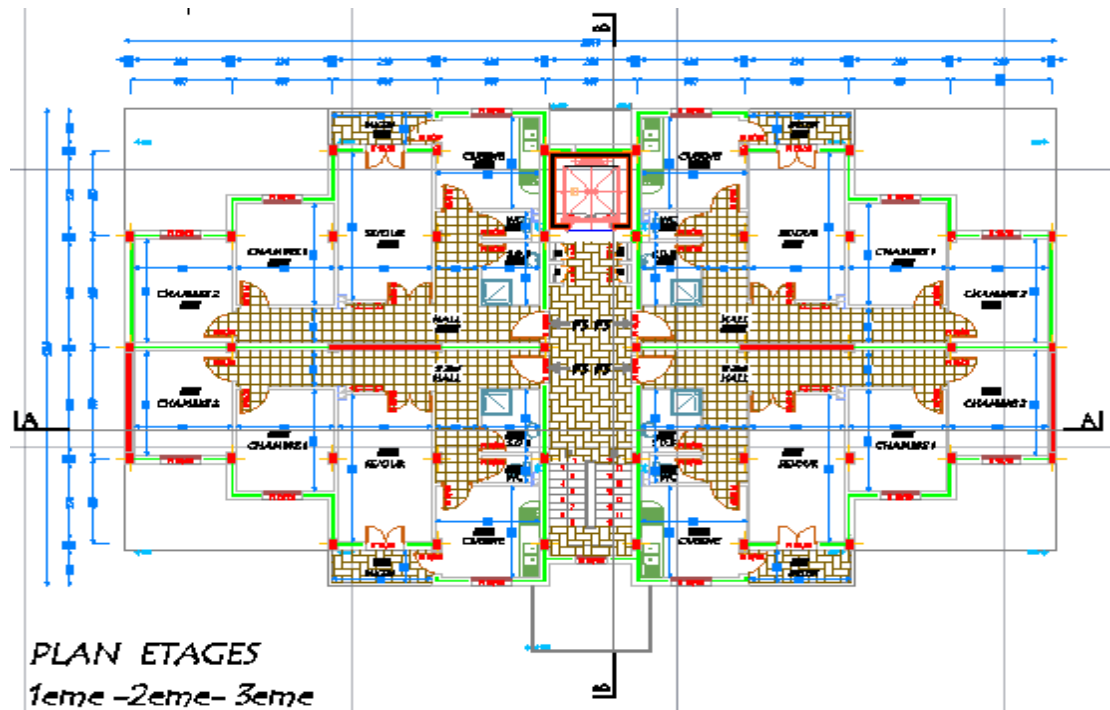


Figure I.1 : Vue en plan (1er et 3ème étages).

➤ **Dimensions en élévation :**

- Hauteur totale du bâtiment sans l'acrotère est de : 33,16m
- Hauteur du sous-sol : 2,90 m
- Hauteur du rez-de-chaussée : 4,08 m
- Hauteur de l'étage courant est de : 3.23 m

➤ **Ossature :**

Le système de contreventement du bâtiment est un système de « contreventement mixte assuré par des voiles et des portiques ». La disposition des voiles sera fixée par l'étude dynamique de la structure.

➤ **Classification du bâtiment selon (RPA 99 versions 2003) : [1]**

Le bâtiment est un ouvrage classé dans le « *groupe 2* », car il est à usage d'habitation collective et usage commercial dont la hauteur ne dépasse pas 48 m.

➤ **Les planchers :**

Ce sont des aires, généralement planes dont l'épaisseur est faible par rapport à leurs dimensions en plan, destinés à séparer les différents niveaux d'un bâtiment dont le rôle est de résister aux charges verticales et les transmettre aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique. Pour notre structure, nous avons opté pour un plancher en corps creux.

➤ **Escaliers :**

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins afin de permettre de se déplacer à pied d'un niveau à un autre. La montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger, Ils sont réalisés en béton armé coulé sur place. Notre structure comporte un seul type d'escalier : Escalier à deux volées avec un palier intermédiaire.

➤ **Ascenseurs :**

Les ascenseurs sont des appareils élévateurs, permettant le déplacement vertical, installés pour assurer le transport des personnes, pour accéder aux différents niveaux d'un bâtiment, il est composé essentiellement de la cabine et de sa machinerie. La structure comporte une cage d'ascenseur du RDC jusqu'au 9^{ème} étage.

➤ **Maçonnerie :**

- **Murs extérieurs :** constitués d'une double cloison en briques (15 cm et 10 cm d'épaisseur) séparée par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur.
- **Murs intérieurs :** constitués par une simple cloison de 10 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux services et une double cloison de 25 cm d'épaisseur qui sert à séparer deux logements voisins (double cloison de 10 cm d'épaisseur séparer par une l'âme d'air de 5 cm d'épaisseur).

I. 4. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les matériaux de structure jouent incontestablement un rôle important dans la résistance des constructions. Leur choix est souvent le fruit d'un compromis entre divers critères tel que; le coût, la disponibilité sur place et la facilité de mise en œuvre du matériau prévalent généralement sur le critère de résistance mécanique. Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé (**CBA 93 et BAEL 91**) et à la réglementation parasismique algérien (**RPA99 version 2003**).

I.4.1. Le Béton :

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, de granulats (sable et gravier) et d'eau de gâchage et éventuellement de produits d'addition (adjuvant), il est caractérisé, du point de vue mécanique, par sa résistance à la compression à 28 jours. Cette résistance varie en fonction de la granulométrie, le dosage en ciment et la quantité d'eau de gâchage. Le béton armé est le matériau obtenu en enrobant dans le béton des aciers disposés de manière à reprendre les efforts de traction.

- **Résistance à la compression :** Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression généralement désignée par f_{c28} (résistance à la compression à 28 jours), cette valeur est déterminée par écrasement en compression axiale sur des éprouvettes cylindrique (section 200 cm^2).

Pour :

$$\left\{ \begin{array}{l} j \leq 28 \text{ jours} : f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j+1) \\ j = 28 \text{ jours} : f_{cj} = f_{c28} \\ j > 28 \text{ jours} : f_{cj} = 1,1 * f_{c28} \end{array} \right. \quad [1]$$

Pour l'étude de notre projet, la résistance du béton à la compression: $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$.

- **Résistance à la traction :** la résistance caractéristique à la traction du béton notée f_{tj} , est définie selon le **BAEL91 (Art : A.2.1, 12)** par la relation :

$$f_{tj} = 0,6 + 0,06 f_{cj} \text{ (MPa)} \quad [1]$$

Pour notre cas $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ donc $f_{t28} = 0,06 f_{c28} + 0,6 = 2,1 \text{ MPa}$.

- **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 normales à courte et à longue durée.

➤ **Module d'élasticité instantané « E_{ij} » :**

Le module de déformation longitudinale instantanée, pour un chargement de durée d'application inférieure à 24 heures, est donné par la formule suivante :

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

f_{cj} : résistance caractéristique à la compression à j jours (MPa).

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{ij} = 32164,195 \text{ MPa}$.

➤ **Module d'élasticité différé « E_{vj} » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application supérieure à 24 heures, on admet qu'à jours, le module de déformation longitudinale différée est donné par la formule :

$$E_{vj} = 3700 \times (f_{cj})^{1/3} \quad (\text{MPa}) \quad [1].$$

Pour : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$ on trouve : $E_{v28} = 10818,86 \text{ MPa}$.

• **Coefficient de poisson :**

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

$\nu = 0,2$: pour le calcul des déformations et pour les justifications aux états-limites de Service (béton non fissuré).

$\nu = 0$: pour le calcul des sollicitations et dans le cas des états-limites ultimes (Béton fissuré).

Pour la masse volumique, on adopte la valeur $\rho = 2500 \text{ kg/m}^3$.

• **Contraintes limite de calculs :**

En se référant au règlement du **BAEL 91(modifié 99) et CBA93**, on distingue deux états limites :

➤ **Etats limites ultime "ELU" :**

La contrainte ultime de béton en compression σ_{bc} est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_{bc} = 0,85 f_{c28} / \gamma_b \quad [1]$$

γ_b : coefficient de sécurité du béton.

- 1,5 pour les situations durables.

- 1,15 pour les situations accidentelles.

0,85 : Coefficient de minoration qui a pour objet de couvrir l'erreur faite en négligeant le fluage du béton.

Le coefficient θ est : fixé à 1 lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, à 0,9 lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à 0,85 lorsqu'elle est inférieure à 1 h [2].

La contrainte de compression du béton à l'état limite ultime:

$$\sigma_{bc} = \frac{\theta f_{c28}}{\gamma_b} [1].$$

Cas durable: $\gamma_b = 1,5$ et $\theta = 0,85 \Rightarrow \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPa}$

Cas accidentel: $\gamma_b = 1,15$ et $\theta = 1 \Rightarrow \sigma_{bc} = 21,74 \text{ MPa}$

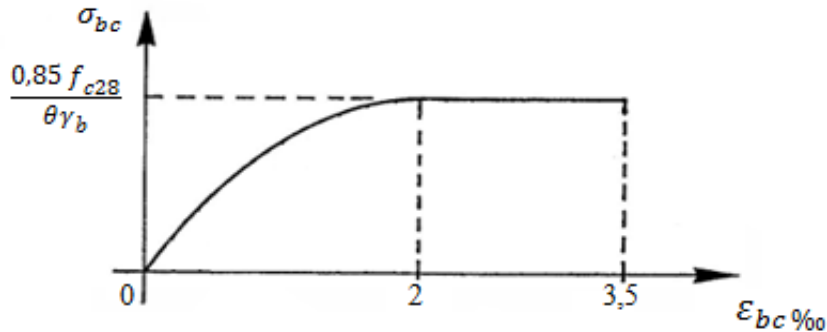


Figure I.2: Diagramme contraintes – déformations de béton à l'ELU. [1]

- **Etat limite de service « E. L. S » :** Un état au de la duquel ne sont plus satisfaites les conditions normales d'exploitation et de durabilité qui comprennent l'état limite de fissurations et de déformation (durabilité). La contrainte limite de service est donnée par :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * f_{c_j} \quad [\text{Mpa}] \quad [1] \quad (\text{CBA93 article A.4.5.2}).$$

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

I.4.2. Les contraintes limite d'acier :

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, son rôle est de résister aux efforts de traction, de cisaillement et de torsion. . On le combine avec le béton pour corriger la faiblesse de ce dernier vis-à-vis de la traction. . L'acier doit être conforme aux textes réglementaires en vigueur.

Les aciers utilisés pour constituer les pièces en béton armé sont :

Barres à haute adhérences (HA) : **FeE400**

Treillis soudés (TS) : **TLE520** $\varnothing = 6 \text{ mm}$ pour les dalles.

Les aciers utilisés dans cet ouvrage sont :

Aciers à haute adhérence HA de nuance FeE400 avec une limite d'élasticité: $f_e = 400 \text{ MPa}$.

- **Module d'élasticité longitudinale :**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est la pente du diagramme contraintes – déformations, il sera pris égale à : $E_s = 2,1.10^5$ [MPa] [3] .

- **Les Contraintes limites**

- Etat Limite Ultime « E.L.U » :

On adopte le diagramme contrainte –déformation suivant avec :

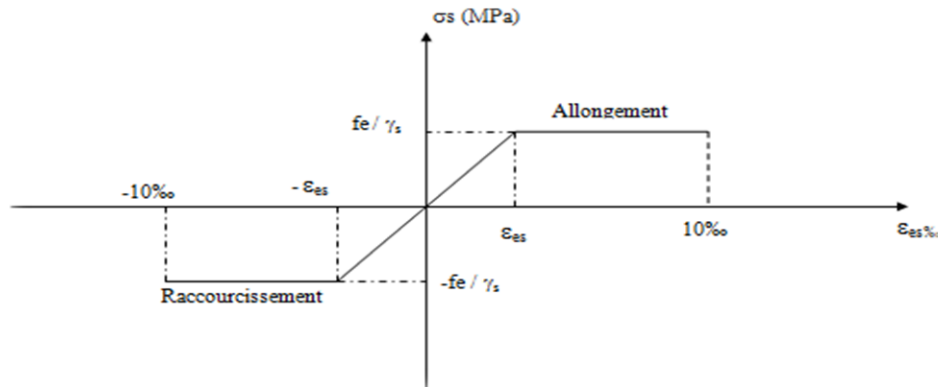


Figure I.3: Diagramme contrainte – déformations de l'acier à l'ELU. [1]

Pour notre cas la contrainte ultime de traction de l'acier à l'état limite ultime:

$$\sigma_s = f_e / \gamma_s \quad [1] \quad \text{Avec :}$$

σ_s = contrainte de l'acier.

γ_s = coefficient de sécurité de l'acier.

- $\gamma_s = 1.15$ cas d'actions courantes.
- $\gamma_s = 1.00$ cas d'actions accidentelles.

Cas durable: $\gamma_b = 1,15 \Rightarrow \sigma_s = 348 \text{ MPa}$.

Cas accidentel: $\gamma_b = 1,00 \Rightarrow \sigma_s = 400 \text{ MPa}$.

- **Etat Limite Service « E.L.S » :**

Les contraintes dans l'acier ne sont pas limitées sauf en état limite d'ouverture des fissures :

Fissuration peu nuisible : pas de vérification.

Fissuration préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}}) \right) \text{ (MPa)} \quad [1]$

Fissuration très préjudiciable : $\bar{\sigma}_s = 0,8 \times \text{min} \left(\frac{2}{3} f_e, \max(0,5 f_e ; 110 * \sqrt{\eta * f_e}) \right)$.

Avec:

- f_e : la limite d'élasticité des aciers utilisés, exprimée en MPa .
- f_{tj} : la résistance caractéristique à la traction du béton, exprimée en MPa .
- η : coefficient numérique, dit coefficient de fissuration.

$\eta = 1,0$ pour les ronds lisses y compris les treillis soudés formés de fils tréfilés lisses.

$\eta = 1,6$ pour les armatures à haute adhérence, sauf le cas des fils de diamètre inférieur à 6 mm pour lesquels on prend 1,3.

I.5. Hypothèses de calcul aux états limites :

- L'allongement unitaire de l'acier est limité à 10‰.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à $\epsilon_{bc} = 3,5\text{‰}$ dans le cas de flexion simple et composée et de 2 ‰ dans le cas de compression simple ou flexion composée
- Le béton tendu est négligé dans le calcul.
- Il n'y a pas de glissement relatif entre les armatures d'acier et le béton.
- Conservation des sections planes (diagramme linéaire des déformations).

I.5. Les règlements utilisés :

Les calculs effectués et les dispositions constructives adoptées dans le cadre de ce projet sont conformes aux règles de calculs et de conception qui sont en vigueur actuellement en Algérie :

- Le C.B.A 93 : « Règles de conception et de calcul des structures en béton armé ».
- Le R.P.A99 : « Règles Parasismique Algériennes RPA99 version 2003 ».
- Le BAEL 91 : « Béton armé aux états limites »
- Le DTR-B.C.2.2 : « charges permanentes et d'exploitation ».

Chapitre II

Pré dimensionnement

II.1. Introduction :

Après avoir définie les caractéristiques géométriques de notre structure et les caractéristiques des matériaux, et avant d’entamer tout calcul, il est plus pratique d’estimer l’ordre de grandeur des éléments de l’ouvrage.

Le pré dimensionnement est une étape qui représente le point de départ et la justification de la résistance, la stabilité, la durabilité de l’ouvrage. Le pré dimensionnement des éléments de notre structure est basé sur les règlements en vigueur, notamment le « **BAEL 91 modifié 99** », le « **RPA99 version 2003** » et le « **CBA93** ».

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Par définition, les planchers sont des panneaux horizontaux conçus afin de supporter les charges verticales puis les transmettent aux éléments porteurs. Ils servent aussi à isoler les différents étages du point de vue thermique et acoustique.

- Dalle en corps creux

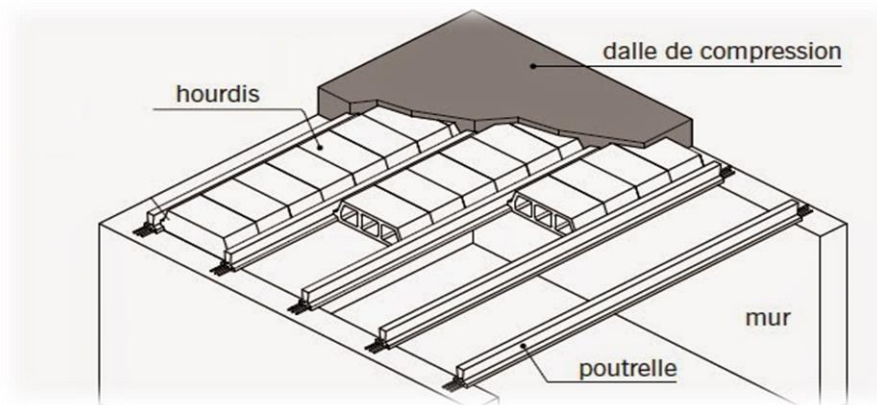


Figure II.1 : Dalle en corps creux.

La hauteur du plancher sera déterminée comme suit :

$$h_t \geq \frac{L}{22,5} \dots\dots\dots (\text{Calcul des ouvrages en BA}).$$

L : la portée maximale entre nus d’appui dans le sens secondaire.

h_t : Hauteur total du plancher.

Dans notre cas : $L_{\max} = 3,3 - 0,3 = 3,00 \text{ m}$

$$L = 300 \text{ cm} \longrightarrow h_t \geq \frac{300}{22,5} = 13,33 \text{ cm}$$

On opte pour un plancher $(16+5) \text{ cm} = 21 \text{ cm}$

Avec 16 cm : hauteur du corps creux.

5cm : hauteur de la dalle de compression.

- **Dalle pleine (balcon)**

- **Résistance à la flexion :**

- Dalle reposant sur deux appuis : $l_x / 35 < e < l_x / 30$

- Dalles reposant sur trois ou quatre appuis : $\frac{l_x}{50} \leq e \leq \frac{l_x}{40}$

Avec :

e : Epaisseur de la dalle pleine.

l_x : la plus petite portée mesurée entre nus des appuis du panneau le plus sollicité.

l_x : 120 cm

La dalle repose sur trois (3) appuis donc

$$120/50 < e < 120/40 \Rightarrow 2,4 < e < 3 \text{ cm} \text{ On prend } e = 5 \text{ cm.}$$

- **Résistance au feu :**

e = 7 cm Pour une heure de coupe feu.

e = 11 cm Pour deux heures de coupe feu.

e_p (dalle pleine) = Max (11cm, 5cm)

Donc, on opte pour une dalle pleine d'épaisseur 15cm pour les balcons.

II.3. Evaluation des charges et surcharges

Cette étape consiste à déterminer les charges et les surcharges selon le **DTR B.C.2.2 [4]** qui influent sur la résistance et la stabilité de notre ouvrage.

II.3.1. Charges permanentes

- Plancher terrasse inaccessible

- gravillon de protection ($e = 5\text{cm}$)($\rho = 17\text{ kN/m}^3$)(0,05)(17) = 0,85 kN/m²
- Etanchéité multicouches = 0,12 kN/m²
- Forme de pente ($e_{\text{moy}} = 10\text{ cm}$)($\rho = 22\text{ kN/m}^3$)(0,1)(22) = 2,20 kN/m²
- Isolation thermique (liège) ($e = 4\text{cm}$)($\rho = 4\text{ kN/m}^3$).....(0,04)(4) = 0,16 kN/m²
- Dalle à corps creux (16+5) cm= 2,80kN/m²
- Enduit au plâtre ($e = 2\text{cm}$) ($\rho = 10\text{ kN/m}^3$).....(0,02)(10) = 0,20 kN/m²

$$\sum G = 6,33\text{ kN/m}^2$$

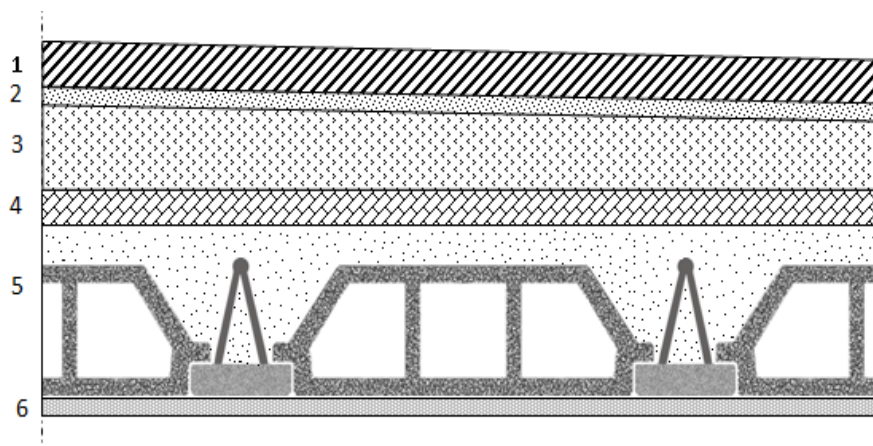


Figure II.2 : Coupe verticale du plancher terrasse à corps creux.

• **Plancher étage courant**

1. Carrelage ($e=2,5\text{ cm}$)($\rho=20\text{ kN/m}^3$)	(0,025)(20)	= 0,50 kN/m ²
2. Mortier de pose ($e = 2\text{ cm}$)($\rho=20\text{ kN/m}^3$)	(0,02)(20)	= 0,40 kN/m ²
3. Lit de sable ($e = 3\text{ cm}$) ($\rho=18\text{ kN/m}^3$)	(0,03)(18)	= 0,54 kN/m ²
4. Dalle à corps creux (16+5) cm		= 2,80 kN/m ²
5. Enduit au plâtre (2cm) ($\rho=10\text{ kN/m}^3$)	(0,02)(10)	= 0,20 kN/m ²
6. Cloisons légères.....		= 1,00 kN/m ²
	<hr/>	$\Sigma G = 5,44\text{ kN/m}^2$

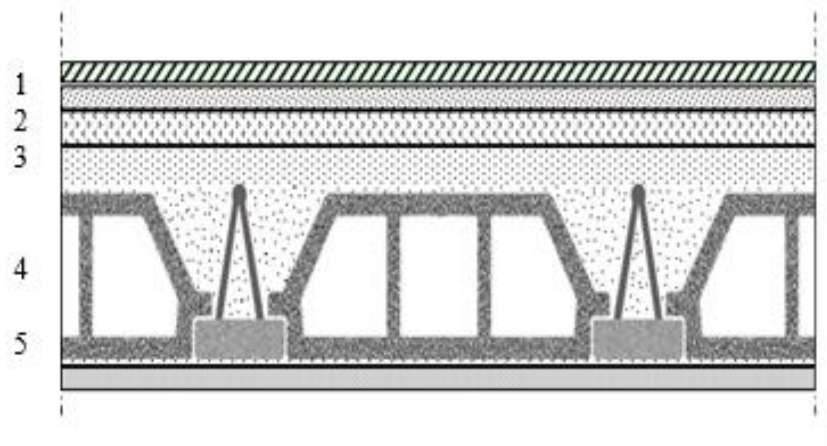


Figure II.3 : Coupe verticale du plancher courant à corps creux.

• **Balcon (Dalle pleine)**

1. Carrelage ($e=2,5\text{ cm}$)	0,50kN/m ²
2. Mortier de pose ($e=2\text{cm}$; $\rho=20\text{kN/m}^3$).....	0,40kN/m ²
3. Lit de sable ($e=3\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	0,54kN/m ²
4. Dalle pleine ($e=15\text{ cm}$).....	3,75 kN/m ²
5. Enduit en ciment ($e=2\text{cm}$; $\rho=18\text{kN/m}^3$).....	0,36 KN/m ²
6. Garde corps ($e=10\text{cm}$).....	0,90kN/m ²
	<hr/>
	$G=6,45\text{kN/m}^2$



Figure II.4 : Coupe verticale de la dalle pleine (balcon).

Les différents poids surfaciques des planchers sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau II.1 : Poids surfaciques des différents planchers.

Nature du plancher		Poids surfacique KN/m ²
Plancher terrasse	Dalle à corps creux	6,33
Plancher courant	Dalle à corps creux	5,44
Balcon	Dalle pleine	6,45

- Maçonnerie

Mur extérieur à double cloison :

1. Enduit intérieur au plâtre ($e = 1,5\text{cm}$) ($\rho = 10 \text{ kN/m}^3$) = 0,15 kN/m²
2. Briques creux ($e = 10\text{cm}$) ($\rho = 9 \text{ kN/m}^3$) = 0,90 kN/m²
3. L'âme d'air ($e = 5\text{cm}$) = 0 kN/m²
4. Briques creux ($e = 15\text{cm}$) = 1,30 kN/m²
5. Enduit extérieur en ciment ($e = 2\text{cm}$) ($\rho = 18 \text{ kN/m}^3$) = 0,36 kN/m²

$$\Sigma G = 2,71 \text{ KN/m}^2$$

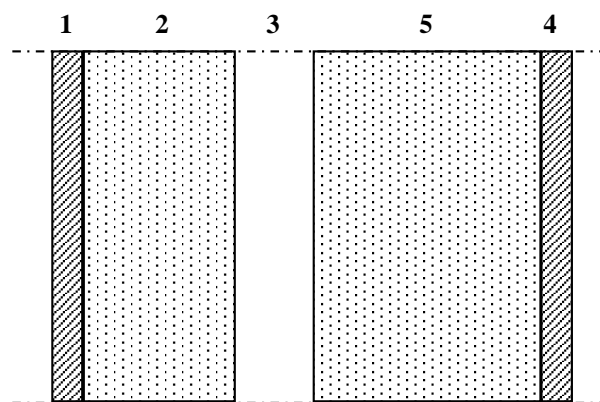


Figure II.5 : Constituants d'un mur extérieur.

II.3.2. Charges d'exploitation [4]

- Acrotère (main courante)..... Q =1,0 KN/ml
- Plancher terrasse (inaccessible)..... Q =1,0 KN/m²
- Plancher courant (habitation)..... Q =1,5 KN/m²
- Plancher R.D.C et sous sol (commerce)..... Q = 5 KN/m²
- Escaliers..... Q =2,5 KN/m²
- Balcon.....Q =3,5 KN/m²

II.4. Pré dimensionnement des poutres

Les poutres sont des éléments porteurs horizontaux, elles transmettent les charges et les surcharges vers les poteaux. Leur pré-dimensionnement se base sur les étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **BAEL91 modifié 99**.
- Vérification des dimensions (h, b) par le Règlement Parasismique Algérien **RPA99 version 2003**.

a. Pré dimensionnement des poutres porteuses :

Les étapes de pré dimensionnement sont résumées dans ce qui suit :

- **Selon le BAEL 91 modifié 99 [3]**

- La hauteur h de la poutre doit être : $\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$
- La longueur b de poutre doit être : $0,3h \leq b \leq 0,7h$

Avec :

L : Portée libre maximale de la poutre.

h : Hauteur de la poutre.

b : Largeur de la poutre.

- Selon le R.P.A 99 (version 2003) [2]

- La hauteur h de la poutre doit être : $h \geq 30 \text{ cm}$
- La largeur b de la poutre doit être : $b \geq 20 \text{ cm}$
- Le rapport hauteur largeur doit être : $\frac{h}{b} \leq 4$

Dans notre cas $L_{\max} = 400 - 40 = 360 \text{ cm}$.

$360/15 \leq h \leq 360/10 \rightarrow 24 \leq h \leq 36 \text{ (cm)}$ on opte alors pour $h = 35 \text{ cm}$.

$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 10,5 \leq b \leq 24,5 \text{ (cm)}$.

Pour des conditions de mise en œuvre, on opte pour $b = 30 \text{ cm}$.

Vérification selon RPA99[2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \end{array} \right. \quad 35/30 = 1,17 \text{ cm} \leq 4$$

Conclusion : Les conditions de l'RPA sont vérifiées alors on opte pour des sections (30x35) pour les poutres porteuses.

b. Prédimensionnement des poutres non porteuses :

$L_{\max} = 330 - 30 = 300 \text{ cm}$.

- Selon le BAEL91 [3] :

$$L/15 \leq h \leq L/10 \rightarrow 20 \leq h \leq 30 \text{ cm}$$

On choisit : $h = 30 \text{ cm}$

$$0,3h \leq b \leq 0,7h \rightarrow 9 \leq b \leq 21$$

Pour des raisons de mise en œuvre, on opte pour $b = 30 \text{ cm}$.

- Vérification selon RPA99 [2] :

$$\left\{ \begin{array}{l} h \geq 30 \text{ cm} \\ b \geq 20 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \rightarrow 30/30 = 1 \text{ cm} \leq 4 \end{array} \right.$$

Les conditions de RPA sont vérifiées, alors on opte pour des sections (30x30) cm pour les poutres non porteuses.

II.5. Prédimensionnement des poteaux:

D'après l'article **B.8.4.1 du BAEL 91 [3]**, l'effort normal agissant ultime **Nu** d'un poteau doit être au plus égal à la valeur suivante :

$$N_u \leq \alpha \times ((B_r \times (f_{c28} / 0.9 \times \gamma_b)) + (A \times f_e / \gamma_s))$$

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité du béton tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_b = 1,5 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_b = 1,15 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

γ_s : Coefficient de sécurité de l'acier tel que :

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1,15 \text{ situation durable ou transitoire.} \\ \gamma_s = 1 \text{ situation accidentelle.} \end{array} \right.$$

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

G : poids propre des éléments qui sollicitent le poteau considéré.

Q : surcharge d'exploitation qui sollicite le poteau.

α : Coefficient de réduction destiné à tenir compte à la fois des efforts du second ordre et de l'excentricité additionnelle.

$$\left\{ \begin{array}{l} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35}\right)^2} \quad \text{Pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,6 \left(\frac{50}{\lambda}\right)^2 \quad \text{Pour } 50 < \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

λ : L'élanement du poteau considéré (pour les poteaux carrés il est préférable de prendre $\lambda = 35 \rightarrow \alpha = 0,708.01$)

B : aire total de la section du poteau

A_s : section d'acier minimale.

f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours (Ici on prend $f_{c28} = 25$ MPa)

f_e : contrainte limite élastique des aciers (Ici on prend $F_e = 400$ MPa)

B_r : la section réduite d'un poteau obtenue en réduisant de la section réelle 1cm d'épaisseur sur tout son périphérique tel que :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$

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

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

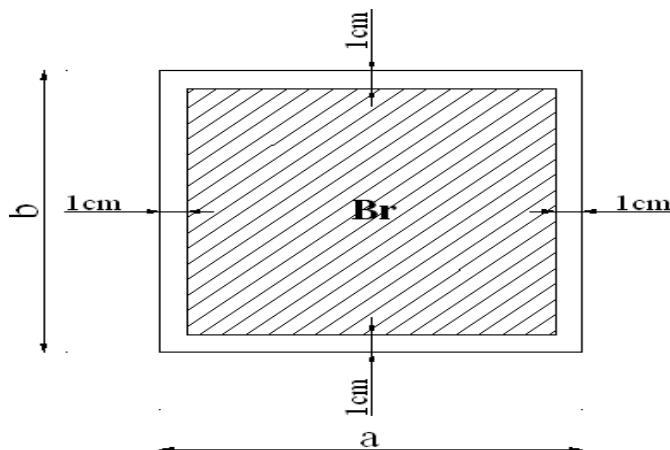


Figure II.6 : section réduite du poteau.

Selon le « *BAEL 91 modifié 99* »

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

On cherche à dimensionner le poteau de telle sorte que :

$$\frac{A_s}{B} = 1\%$$

$$B_r \geq 0,66 N_u \text{ (} B_r \text{ en cm}^2 \text{ et } N_u \text{ en KN) .}$$

- **Dégression des charges d’exploitations [4] :**

Tableau. II.2 : Dégression des surcharges d’exploitations.

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge (KN/m ²)
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0=Q_0$	1
P9	Q_1	$\Sigma_1=Q_0+Q_1$	2,5
P8	Q_2	$\Sigma_2=Q_0+0,95(Q_1+Q_2)$	3,85
P7	Q_3	$\Sigma_3=Q_0+0,9(Q_1+Q_2+Q_3)$	5,05
P6	Q_4	$\Sigma_4=Q_0+0,85(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4)$	6,10
P5	Q_5	$\Sigma_5=Q_0+0,8(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5)$	7,00
P4	Q_6	$\Sigma_6=Q_0+0,75(Q_1+Q_2+Q_3+Q_4+Q_5+Q_6)$	7,75
P3	Q_7	$\Sigma_7=Q_0+0,714 (Q_1+ \dots \dots \dots +Q_7)$	8,50
P2	Q_8	$\Sigma_8=Q_0+0,687(Q_1+ \dots \dots \dots +Q_8)$	9,24
P1	Q_9	$\Sigma_9=Q_0+0,667(Q_1+ \dots \dots \dots +Q_9)$	10,05
PRDC	Q_{10}	$\Sigma_{10}= Q_0+0,65 (Q_1+ \dots \dots \dots +Q_{10})$	10,75
PSSOL	Q_{11}	$\Sigma_{11}= Q_0+0,64 (Q_1+ \dots \dots \dots +Q_{11})$	11,56

Poteau central :

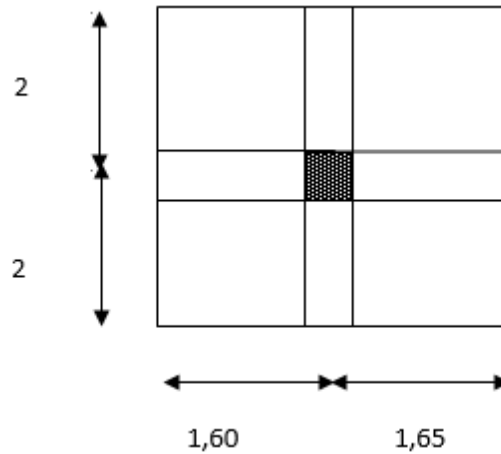


Figure II.7 : Surface du plancher revenant au poteau central le plus sollicité.

Le poteau le plus sollicité reprend une surface $S_1 = 13m^2$.

Calcul des charges et surcharges revenant au poteau :

➤ **Charges permanentes**

➤ **Niveau terrasse : $S=13m^2$**

Plancher..... $13 \times 6.33 = 82,29$ KN.

Poutre principale..... $0,35 \times 0,30 \times 25 \times 4 = 10.5$ KN.

Poutre secondaire..... $0,30 \times 0,30 \times 25 \times 3,25 = 7,31$ KN.

$$G_{Terrasse} = 100,1025KN.$$

➤ **Niveau étage courant (du 09^{ème} jusqu'au 1^{er} étage) : $S=13m^2$**

Plancher..... $5.44 \times 13 = 70,72$ KN.

Poutre principale..... $0,35 \times 0,30 \times 25 \times 4 = 10.5$ KN.

Poutre secondaire..... $0,3 \times 0,3 \times 25 \times 3,25 = 7,3125$ KN.

Poids du poteau $25 \times (3,23 - 0,35) \times (0,3)^2 = 6,48$ KN.

$$G_{Etage\ courant} = 95,0125\ KN.$$

➤ Niveau étage courant RDC: S=13m²

Plancher.....5.44 × 13= 70,72 KN.

Poutre principale.....0,35 × 0,30 × 25 × 4 = 10.5 KN.

Poutre secondaire.....0,3 × 0,3 × 25 × (3.05-0.3) = 6.188 KN.N

Poids du poteau 25x (4.08-0,35) x(0,3)² = 8.39 KN

G_{Etage courant} = 190,298 KN.

➤ Niveau plancher sous-sol : S = 13 m²

Plancher..... 13 × 5.44 = 70,72 KN.

Poutre principale.....0,35× 0,30 × 25 × 4= 10.5 KN.

Poutre secondaire.....0,3 × 0,3 × 25 × (3.05-0.3) = 6.188 KN.

Poids du poteau 25x (2.90-0,35) x(0,3)² =5.74KN

G_{sous-sol} = 93,148 KN

Tableau II.3: Tableau récapitulatif des charges permanentes (Poteau central).

Etage	Charge permanente (KN)	G cumulé (KN)
Terrasse	100.1025	100.1025
9	95.0125	195.115
8	95.0125	290.127
7	95.0125	385.14
6	95.0125	480.152
5	95.0125	575.165
4	95.0125	670.177
3	95.0125	765.19
2	95.0125	860.203
1	95.0125	955.215
RDC	95,798	1051.013
Sous-sol	93,148	1144.161

➤ **Surcharges d'exploitation (Q) :**

Tableau II.4 : Surcharges d'exploitation (Poteau central).

Etage	Surface (m ²)	Surcharge (KN/m ²)	Q (KN)
Terrasse	13	1,00	13
9	13	2,50	32,5
8	13	3,85	50,05
7	13	5,05	65,65
6	13	6,10	79,3
5	13	7,00	91
4	13	7,75	100,75
3	13	8,50	110,5
2	13	9,24	120,12
1	13	10,05	130,65
RDC	13	10,75	139,75
Sous-sol	13	11,56	150,28

➤ Les résultats et le choix final des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.5 : choix final des poteaux centraux.

Sous Niv	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	Br(cm ²)	a (cm)	b (cm)	RPa (cm)	Choix	obs
Terrasse	100.1025	13	154.64	102.06	14.37	10.24	25.00	25×30	Ok
9	195.115	32,5	312.15	206.01	19.57	13.71	25.00	25×30	Ok
8	290.127	50,05	466.75	308.05	23.49	16.33	25.00	25×30	Ok
7	385.14	65,65	618.41	408.15	26.74	18.49	25.00	25×30	Ok
6	480.152	79,3	767.15	506.31	29.55	20.37	25.00	25×35	Ok
5	575.165	91	912.97	602.56	32.07	22.04	25.00	25×35	Ok
4	670.177	100,75	1055.86	696.86	34.33	23.55	25.00	30×40	Ok
3	765.19	110,5	1198.76	791.18	36.44	24.96	25.00	30×40	Ok
2	860.203	120,12	1341.45	885.35	40.44	26.29	25.00	30×45	Ok
1	955.215	130,65	1484.54	979.79	40.33	27.56	25.00	30x45	Ok
RDC	1051.013	139,75	1628.49	1074.80	42.15	28,76	25.00	30×45	Ok
Sous-sol	1144.161	150,28	1770.04	1168.22	43.86	29.90	25.00	30×45	Ok

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

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

Tableau II.6 : Vérification a ELS.

Sous Niv	NG(KN)	NQ(KN)	Nser (KN)	σ_{ser} (Mpa)	obs
Terrasse	100.1025	13	113.1025	1,31	Ok
9	195.115	32,5	227.615	2,63	Ok
8	290.127	50,05	340.177	3,94	Ok
7	385.14	65,65	450.79	5,22	Ok
6	480.152	79,3	559.452	5,56	Ok
5	575.165	91	666.165	6,62	Ok
4	670.177	100,75	770.927	5,59	Ok
3	765.19	110,5	875.69	6,35	Ok
2	860.203	120,12	980.323	7,10	Ok
1	955.215	130,65	1085.865	6,99	Ok
RDC	1051.013	139,75	1190.763	5,75	Ok
Sous-sol	1144.161	150,28	1770.04	8,55	OK

➤ Exemple de calcul :

Poteaux rectangulaires $B_r = (a - 0,02) (b - 0,02) \text{ m}^2$ [3]

$A' = a - 0,02.$ $B_r = A' \times B'$



$B' = b - 0,02.$

Min (b1, h1) ≥ 25cm en zones I et II [2]

$1/4 < b1/h1 < 4$ [2]

En suppose : $\frac{A'}{B'} = \frac{3}{2}$ \longrightarrow $A' = \frac{3}{2} B'$ \longrightarrow $1/4 < 3/2 < 4.$

$B_r = 102,06 \text{ cm}^2$

$$Br = \frac{3}{2} B' \times B' = \frac{3}{2} B'^2$$

$$B'^2 = \sqrt{\frac{2Br}{3}} = \sqrt{\frac{2 \times 102,06}{3}}$$

$$B' = \sqrt{68,04} = 8,24 \text{ cm}$$

$$B' = b - 0,02 \longrightarrow b = B' + 0,02 \longrightarrow b = 0,0824 + 0,02 = 0,1024 \text{ m} = 10,24 \text{ cm.}$$

$$A' = \frac{3}{2} B' \longrightarrow A' = \frac{3}{2} \times 8,24.$$

$$A' = 12,37 \text{ cm.}$$

$$A' = a - 0,02 \longrightarrow a = A' + 0,02 = 0,1237 + 0,02 = 0,1437 \text{ m} = 14,37 \text{ cm.}$$

Poteau de rive :

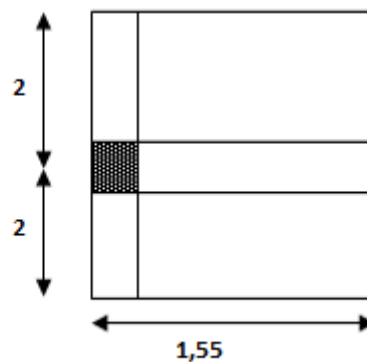


Figure II.8 : Surface du plancher revenant au poteau de rive le plus sollicité.

➤ Niveau terrasse : S= 6.2m²

Plancher..... 6,2 × 6,33 = 39,25 KN.

Poutre principale..... 0,35 × 0,30 × 25 × 4 = 10,5 KN.

Poutre secondaire..... 0,30 × 0,30 × 25 × 1,55 = 3,49 KN

G_{Terrasse} = 53,24 KN.

➤ Niveau étage courant (du 09^{ème} jusqu'au 1^{er} étage) : S= 6,2 m²

Plancher..... 6,2 × 5,44 = 33,73 KN.

Poutre principale..... 0,35 × 0,30 × 25 × 4 = 10,5 KN.

Poutre secondaire..... 0,30 × 0,30 × 25 × 1,55 = 3,49 KN.

Murs extérieure 2,71 × (3,23 - 0,35) × 4 = 31,22 KN

G_{Etage courant} = 78,94 KN.

➤ Niveau plancher RDC : S = 6,2 m²

Plancher.....5,44 × 6,2 = 33,73 KN.
 Poutre principale.....0,35 × 0,30 × 25 × 4 = 10,5 KN.
 Poutre secondaire.....0,30 × 0,30 × 25 × 1,55 = 3,49 KN.
 Murs extérieure 2,71 × (4,08-0,35) × 4 = 40,43 KN

G Etage courant = 88,15 KN.

➤ Poids revenant au SS: S= 6,2 m²

Plancher.....6,2 × 5,44 = 33,73 KN.
 Poutre principale.....0,35 × 0,30 × 25 × 4 = 10,5 KN.
 Poutre secondaire.....0,30 × 0,30 × 25 × 1,55 = 3,49 KN.

G sous-sol = 47,72 KN.

Tableau II.7 : Tableau récapitulatif des charges permanentes (Poteau de rive).

Etage	Charge permanente (KN)	G cumulé (KN)
Terrasse	53,24	53,24
9	78,94	132,18
8	78,94	211,12
7	78,94	290,06
6	78,94	369
5	78,94	447,94
4	78,94	526,88
3	78,94	605,82
2	78,94	684,76
1	78,94	763,7
RDC	88,15	851,85
Sous-sol	47,72	899,57

➤ **Surcharges d'exploitation (Q) :**

Tableau II.8 : La descente des charges verticales d'exploitation (Poteau de rive).

Etage	Surface (m ²)	Surcharge (KN/m ²)	Q (KN)
Terrasse	6.2	1,00	6.2
9	6.2	2,50	15.5
8	6.2	3,85	28.87
7	6.2	5,05	31.31
6	6.2	6,10	37.82
5	6.2	7,00	43.4
4	6.2	7,75	48.05
3	6.2	8,50	52.7
2	6.2	9,24	57.288
1	6.2	10.05	62,31
RDC	6.2	10,75	66.65
Sous-sol	6.2	11,56	71.67

➤ Les résultats et le choix final des poteaux centraux sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau II.9 : choix final des poteaux de rive.

Sous Niv	NG(KN)	NQ(KN)	Nu(KN)	Br(cm ²)	a (cm)	b (cm)	RPa (cm)	Choix	obs
Terrasse	53,24	6.2	81.17	53,57	10,96	7,98	25.00	25×30	Ok
9	132,18	15.5	201.69	133,12	16,13	11,42	25.00	25×30	Ok
8	211,12	28.87	328.317	216,68	20,03	14,02	25.00	25×30	Ok
7	290,06	31.31	438.546	289,44	22,84	15,89	25.00	25×30	Ok
6	369	37.82	554.88	366,22	25,44	17,63	25.00	25×30	Ok
5	447,94	43.4	669.81	442,07	27,75	19,17	25.00	25×30	Ok
4	526,88	48.05	783.36	517,01	29,85	20,57	25.00	25×30	Ok
3	605,82	52.7	896.90	591,95	31,80	21,87	25.00	25×35	Ok
2	684,76	57.288	1010,36	666,84	33,63	23,08	25.00	25×35	Ok
1	763,7	62,31	1124,46	742,14	35,36	24,24	25.00	30×40	Ok
RDC	851,85	66.65	1249.97	824,98	37,18	25,45	25.00	30×40	Ok
sous-sol	899,57	71.67	1321.92	872,46	38,17	26,11	25.00	30×40	Ok

Tableau II.10 : Vérification a ELS.

Sous Niv	NG(KN)	NQ(KN)	Nser (KN)	σ_{ser} (Mpa)	obs
Terrasse	53,24	6.2	59.44	0,69	Ok
9	132,18	15.5	147.68	1,71	Ok
8	211,12	28.87	239.99	2,78	Ok
7	290,06	31.31	321.37	3,72	Ok
6	369	37.82	406.82	4,71	Ok
5	447,94	43.4	491.34	5,70	Ok
4	526,88	48.05	574.93	6,67	Ok
3	605,82	52.7	658.52	6,54	Ok
2	684,76	57.288	742.05	7,37	Ok
1	763,7	62,31	826.01	5,99	Ok
RDC	851,85	66.65	918.5	6,66	Ok
Sous-sol	899,57	71.67	971.24	7,04	OK

Avec :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{1,15B} \quad ; \quad (B = axb)$$

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

• **Choix des sections des poteaux :**

Pour conférer une meilleure résistance aux sollicitations sismiques il est recommandé de donner aux poteaux d'angles et de rives des sections comparables à celles des poteaux centraux.

Tableau. II.11: Choix des sections des poteaux.

Etages	Sections carrées ($a \times b$) cm^2
Terrasse	25×30
9 ^{eme}	25×30
8 ^{eme}	25×30
7 ^{eme}	25×30
6 ^{eme}	25×35
5 ^{eme}	25×35
4 ^{eme}	30×40
3 ^{eme}	30×40
2 ^{eme}	30×45
1 ^{er}	30×45
RDC	30×45
Sous-sol	30×45

II.6. Les voiles :

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisant à la condition $l \geq 4a$.

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

Avec :

l : Longueur du voile.

a : Epaisseur du voile.

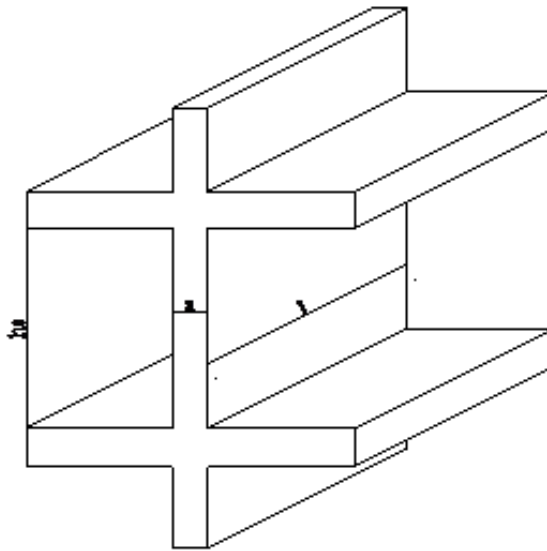


Figure II.9: coupe de voile en élévation.

D'après l'RPA, L'épaisseur minimale est de 15cm. De plus, l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités.

➤ **Pour les étages courants de $h=3,23m$:**

$$h_e = 3,23 - 0,35 = 2,88m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 14,4cm$$

On opte pour $a = 15cm$.

➤ **Pour le RDC $h = 4,08m$:**

$$h_e = 4,08 - 0,35 = 3,73m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 18,65cm$$

On opte pour $a = 20 cm$.

➤ **Pour Sous sol $h = 2,90m$:**

$$h_e = 2,90 - 0,35 = 2,55m \rightarrow a \geq \frac{h_e}{20} = 12,75cm$$

On opte pour $a = 15 cm$.

Conclusion : on opte pour une épaisseur de voiles de 20 cm pour tous les étages.

Chapitre III

Calcul des éléments secondaires

III.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous nous intéresserons au calcul des différents éléments secondaires qui ne contribuent pas directement à la résistance de l'ossature ; nous citons l'acrotère, les planchers ; les escaliers ; balcon. Dans l'étude est indépendante de l'action sismique mais ils sont pondérés comme dépendant de la géométrie interne de la structure.

Le calcul de ces éléments s'effectue suivant le règlement CBA 93 en respectant le règlement parasismique Algérien (RPA99 version 2003).

III.2 Acrotère :

L'acrotère est un élément non structural, il sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse qui est la section dangereuse, d'après sa disposition, l'acrotère est soumis à une flexion composée due aux charges suivantes :

- Son poids propre sous forme d'un effort normal vertical.
- Une force horizontale due à une main courante $Q=1\text{kN/ml}$.

Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur dont les dimensions sont les suivantes :

:

- Largeur $b=100\text{ cm}$
- Hauteur $H=60\text{ cm}$
- Epaisseur $e=10\text{ cm}$

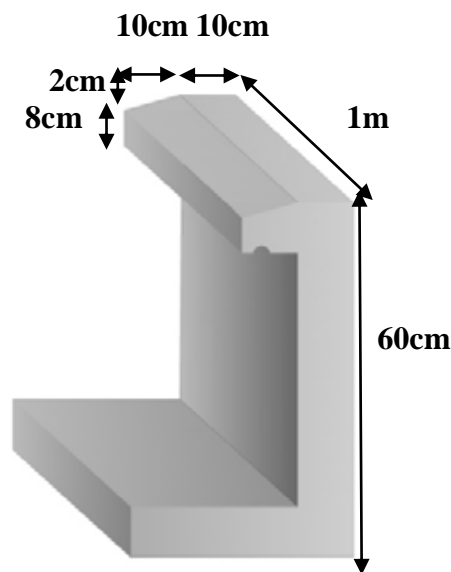


Figure.III.1 : Dimensions de l'acrotère.

III.2.1 Evaluation des charges :

a. Charges permanentes :

- Surface de l'acrotère :

$$S = \left[(0,1 \times 0,6) + (0,1 \times 0,08) + \frac{(0,1 \times 0,02)}{2} \right] = 0,069 \text{m}^2$$

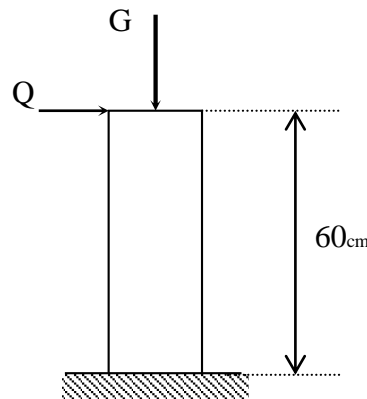


Figure.III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

- Poids propre de l'acrotère :

$$G = \rho_b \times S = 25 \times 0,069 = 1,725 \text{KN} / \text{ml}$$

- Revêtement en ciment (e=2cm ; ρ=14kN/m³) :

$$G = \rho_{ci} \times e \times P_{cme} = 14 \times 0,02 \times (60 \times 2 + 30) \times 10^{-2} = 0,42 \text{kN} / \text{ml}$$

$$\mathbf{G=2,145kN/ml}$$

b. Charge d'exploitation :

- **Q=1,00kN/ml** (main courante).

- **L'action des forces horizontales (Fp) :**

D'après RPA (page59) l'action des forces horizontales est données par :

$$F_p = 4AC_pW_p \text{ [2]}$$

Avec :

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau (4-1) RPA pour la zone et le groupe d'usage appropriés [A=0,15].....groupe 2.

C_p : Facteur de force horizontale donnée par le tableau (6-1)..... [C_p=0,8].

W_p : Poids de l'acrotère =2,145 kN.

$$F_p = 4 \times 0,15 \times 0,8 \times 2,145 = 1,0296 \text{ KN.}$$

$$Q_u = \text{Max} (1,5Q ; F_p)$$

$$Q_u = \text{Max}(1,5Q; F_p) \rightarrow \left. \begin{array}{l} F_p = 1,0296 \text{ KN} \\ 1,5Q = 1,5 \text{ KN} \end{array} \right\} \Rightarrow Q_u = Q_h = 1,5 \text{ KN}.$$

Donc pour une bande de 1m de largeur :

$$G = 2,145 \text{ kN/ml et } Q = 1,5 \text{ KN/ml}$$

III.2.2 Calcul des efforts :

Pour une bande de 1m de largeur :

E.L.U :

$$N_u = 1,35G = 2,896 \text{ KN}$$

$$M_u = Q_h h = 1,5 \times 0,6 = 0,9 \text{ KNm}$$

$$T_u = Q_h = 1,5 \text{ KN}$$

E.L.S :

$$N_{ser} = G_t = 2,145 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = Q h = 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KNm}$$

$$T_{ser} = Q = 1 \text{ KN}$$

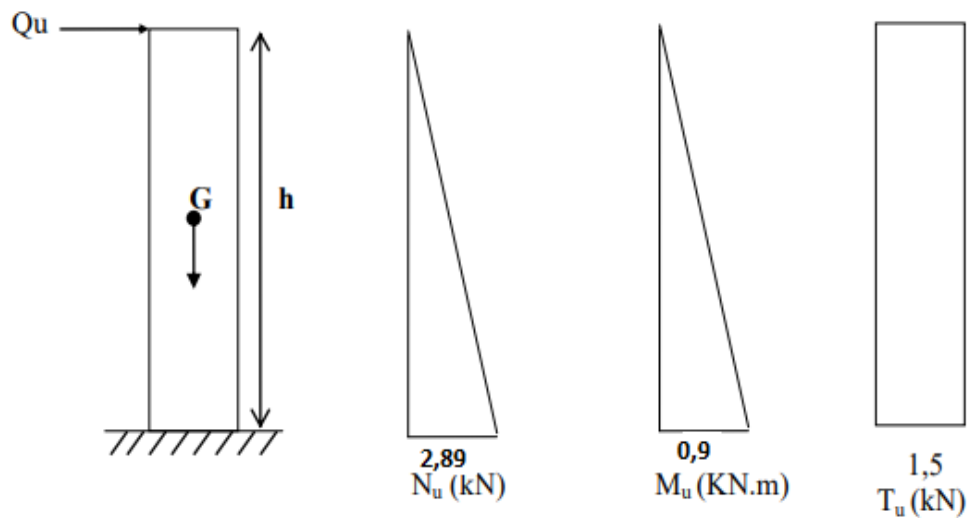


Figure.III.3: Diagrammes des efforts à l'ELU.

III.2.3 Ferrailage de l'acrotère:

$h=10\text{cm}$; $b=100\text{cm}$; $f_{c28}=25\text{MPa}$; $\sigma_{bc}=14,17\text{MPa}$; $c=c'=2\text{cm}$; $f_e=400\text{MPa}$

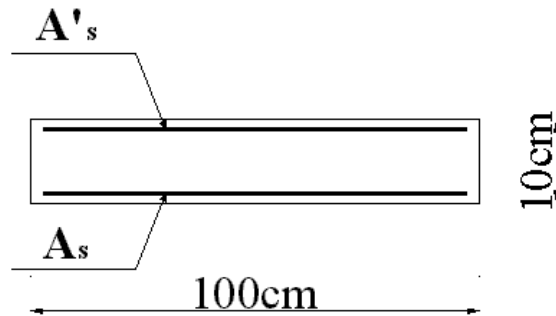


Figure.III.4: Coupe horizontale d'un acrotère.

• **Calcul de l'excentricité:**

$$\left. \begin{aligned} e_0 &= \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,896} = 31,08\text{cm} \\ \frac{h}{2} - c' &= \frac{10}{2} - 2 = 3\text{cm} \end{aligned} \right\} e_0 > \frac{h}{2} - c' \Rightarrow \text{Section partiellement comprimée.}$$

Le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section.

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

• **Calcul du moment fictif « M_f » :**

$$M_f = M_u + N_u \left(\frac{h}{2} - c' \right) = 0,987\text{kNm}$$

$$\mu = \frac{M_f}{bd^2 \sigma_{bc}} = 0,01$$

$\mu < \mu_R = 0,392 \Rightarrow A'_s = 0$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires.

$$\alpha = 1,25 \left(1 - \sqrt{1 - 2\mu} \right) = 0,013$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 7,95\text{cm}$$

$$\mu = 0,018 < 0,186 \Rightarrow \zeta_s = 10\% \quad \text{et} \quad \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348\text{MPa}$$

$$A_{sf} = f(M_f)$$

$$A_{sf} = \frac{M_f}{Z\sigma_s} = 35.68 \text{ mm}^2$$

$$\bullet A_{s1} = A'_s = 0$$

$$\bullet A_{s2} = A_{sf} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 27.36 \text{ mm}^2$$

$$\text{Donc : } \begin{cases} A_{s1} = 0 \text{ cm}^2 \\ A_{s2} = 0,27 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

III.2.4 Vérification de la section d'acier selon «BAEL 91 modifié 99» [3] :

Il faut vérifier A_s avec la section minimale imposée par la règle du millième et par la règle de non fragilité :

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \left\{ \frac{bh}{1000}; 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} \right\}$$

Avec :

$$f_{t28}=2,1 \text{ MPa} ; f_e=400 \text{ MPa} ; b=100 \text{ cm} ; d=8 \text{ cm}$$

$$A_s^{\min} \geq \text{Max} \{ 1 \text{ cm}^2 ; 0,97 \text{ cm}^2 \} = 1 \text{ cm}^2$$

Donc : on opte finalement pour **5T6=1,41 cm²** Avec un espacement $S_t = \frac{100}{5} = 20 \text{ cm}$.

III.2.5 Armatures de répartitions :

$$A_r \geq \frac{A_s}{4} \Rightarrow A_r \geq 0,353 \text{ cm}^2$$

On choisit **3T6=0.85cm²** avec un espacement $S_t = \frac{60-10-3}{3} \approx 15.67 \text{ cm}$

$$S_t = 20 \text{ cm}.$$

III.2.6 Vérification à L'E.L.S :

La fissuration est considérée comme non préjudiciable (Pas de vérification).

III.2.7 Vérification de l'effort tranchant :

La contrainte de cisaillement est donnée par la formule suivante :

Fissuration non préjudiciable

$$\bar{\tau}_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min}\{0,13f_{c28}; 5\text{MPa}\} = \min(3,25\text{MPa}; 5\text{MPa}) = 3,25\text{MPa} \quad [2]$$

$$\tau_u = \frac{1,5 \cdot 10^3}{80 \cdot 10^3} = 0,01875\text{MPa} < \bar{\tau}_u \dots\dots\dots \text{vérifiée}$$

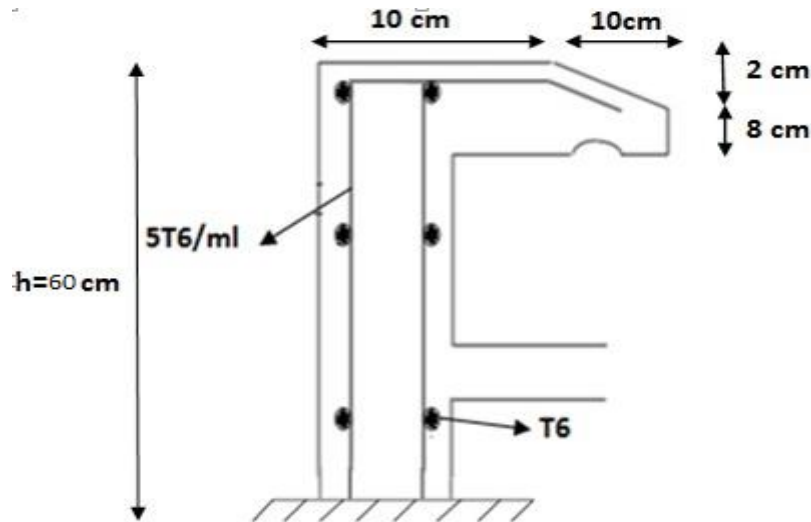


Figure.III.5: ferraillage de l'acrotère.

III.3 Calcul des balcons :

Le bâtiment étudié comporte un seul type de balcon, il est réalisé en dalle pleine encastree dans la poutre, entouré d'une rampe ou un mur de protection ; il est assimilé à une console quidépasse de la façade du bâtiment et communique avec l'intérieur par une porte ou une fenêtre.

Le balcon est soumis à :

- Son poids propre.
- Une charge d'exploitation.
- Une Charge concentrée à son extrémité libre due au poids du garde-corps.
- Un moment à l'extrémité dû à l'effort appliqué sur le garde-corps
- Un moment à l'extrémité dû à la main courante Le calcul se fait pour une bande de 1m de largeur.

L'épaisseur des dalles pleines résulte des conditions suivantes :

- Résistance à la flexion.
- Isolation acoustique $e \geq 12\text{cm}$.
- Sécurité en matière d'incendie $e = 11\text{cm}$ pour 2 heures de coup feu. Donc on adopte $e = 15\text{cm}$.

Remarque :

Le ferrailage du balcon sera calculé sur le balcon de la plus grande portée qui est de 1,50m.

III.3.1 Evaluation des charges :**a.Charges permanentes et charges d'exploitation (G,Q) :**

Pour une bande de 1 m :

Charge permanente :

$$G \times 1\text{m} = 6,29 \times 1 = 6,29 \text{ KN/m}$$

- Charge d'exploitation :

$$Q = 3,5 \text{ kN/m}$$

Donc :

$$Q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 6,29 + 1,5 \times 3,5 = 13,74 \text{ KN/m.}$$

$$Q_s = G + Q = 6,29 + 3,5 = 9,79 \text{ KN/m.}$$

b.Charge concentrée F :

Le balcon supporte la charge d'un mur en briques creuses de 1m de hauteur Poids propre du mur en brique creuses :

$$F = (0,36 \times 2) + 0,90 = 1,62 \text{ KN.}$$

$$\text{D'où } F_u = 1,35F = 2,19 \text{ KN.}$$

c.Moment dû à la main courante :

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

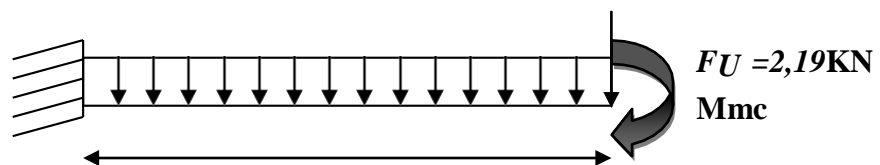


Figure.III.6: Schéma statique du balcon.

d. Combinaison des charges :

Tableau.III.1 : Combinaison des charges du Balcon.

	ELU	ELS
q(KN/ml)	13,74	9,79
F(KN)	2,19	1,62
Mmc	1,5	1

III.3.2 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1m de largeur, pour une section rectangulaire (b x h) = (100 x 15) cm².

Données : $f_{c28} = 25$ MPa ; $f_{t28} = 2,1$ MPa ; $f_{bc} = 14,17$ MPa ; $d = 13,5$ cm.

$\sigma_s = 347,82$ MPa.

Tableau.III.2 : Ferrailage du balcon.

Mu (kN.m)	μ	$\mu < \mu_R$	As' (cm ²)	α	Z (cm)	As (cm ²)	le choix	As (cm ²)	esp (cm)
14,46	0,056	OUI	0	0,072	13,11	3,17	5T12	5,65	20

$$S_t \leq \min \begin{cases} (33\text{cm et } 3h) \text{ pour une charge répartie} \\ (22\text{cm et } 2h) \text{ pour une charge concentrée} \end{cases} \quad [1]$$

$$S_t \leq \min \begin{cases} 33 \text{ cm} \\ 22 \text{ m} \end{cases} \Rightarrow S_t = 20 \text{ cm} \quad \text{Espacement vérifié}$$

Armatures de répartition :

$$A_{rep} \leq 1,41 \leq A_{rep} \leq 2,82 \quad \text{On prend } 5T8/ml \text{ (2,51cm}^2\text{)}$$

III.3.3 Vérifications :

a. Condition de non fragilité

$$A_{s \text{ min}} = 0,23 \times b \times d \times (f_{t28}/f_e) = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times (2,1/400)$$

$$A_{s \text{ min}} = 1,63 \text{ cm}^2$$

Alors : $A_s \text{ choisie} = 5,65 \text{ cm}^2 > A_{s \text{ min}} = 1,59 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots$ Condition vérifiée.

b. Vérification de l'effort tranchant

On doit vérifier que $\tau_u^{max} > \bar{\tau}_u$

Avec:

$$\bar{\tau}_u = \text{Min}(0,13f_{c28}; 5MPa) = 3,25MPa \text{ (Fissuration non préjudiciable).}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} = \frac{20,71.10^3}{1000 \times 135} = 0,15MPa < \bar{\tau}_u = 3,25MPa \dots \dots \dots \text{vérifiée}$$

Alors : $\tau_u^{max} > \bar{\tau}_u$ condition vérifiée .

c. Vérification vis-à-vis de l'ELS

On considère que la fissuration est non préjudiciable.

Pas de vérification.

d. Vérification de la flèche :

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

1. $\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \Leftrightarrow \frac{15}{100} = 0,15 > 0,0625$ vérifié
2. $\frac{As}{bd} \leq \frac{4.2}{f_e} \Leftrightarrow \frac{5,65}{100 \times 135} = 4,185 \times 10^{-3} \leq 0,01$ vérifié
3. $\frac{h}{L} \geq \frac{M_T}{10M_0} \Leftrightarrow \frac{15}{100} = 0,15 \geq 0,1$ vérifié

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

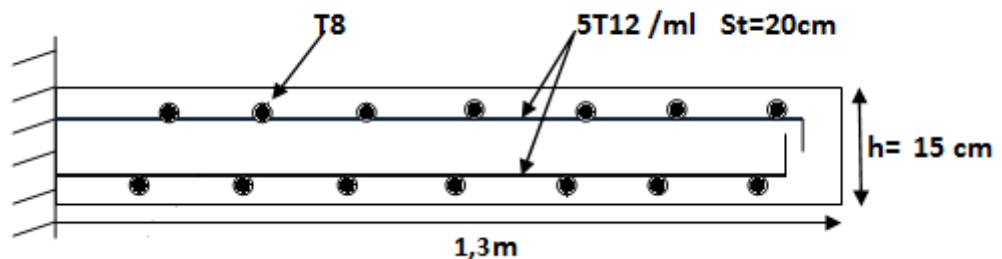


Figure.III.7 : Ferrailage de balcon.

Remarque :

Le balcon est ferrailé par une double nappe d'armatures pour reprendre un éventuel soulèvement lors d'un séisme.

III.4 Escalier :

Un escalier est un élément constitué d'une succession de gradins permettant le passage à pied entre les différents niveaux. Ou bien, il sert à relier deux différents niveaux d'une construction.

La cage d'escalier est située à l'intérieur du bâtiment et l'escalier adopté est du type coulé en place dont la paillasse viendra s'appuyer sur les paliers

Notre bâtiment comporte un seul type d'escalier.

III.4.1 Définition des éléments d'un escalier :

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

Il est caractérisé par :

- La marche : la partie horizontale des gradins constituant l'escalier (M)
- La contre marche : la partie verticale des gradins (CM)
- La montée ou la hauteur d'escalier (H).
- La hauteur d'une marche (h).
- Le giron : la largeur de la marche (g).
- L'embranchement : la largeur de la volée (b).
- La volée : suite ininterrompue des marches.
- La paillasse : le support des marches.
- Le palier : la partie horizontale entre deux volées.

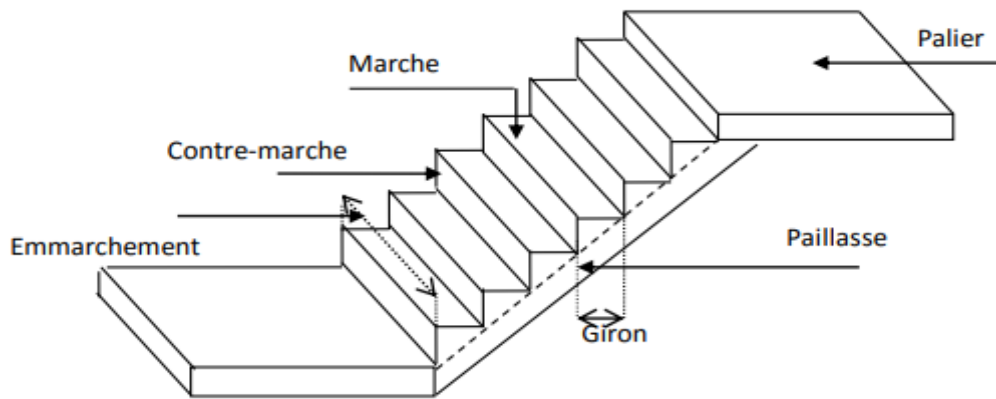


Figure.III.8 : Dimensions de l'escalier.

Pour une réalisation idéale et confortable on doit avoir $2h+g=64$

On obtient, le nombre des marches et leur dimension par les relations suivantes :

$$2h+g=64 \dots\dots\dots (1)$$

$$n \times h = H \dots\dots\dots (2)$$

$$(n-1)g=L \dots\dots\dots (3)$$

Avec :

n : Le nombre des contre marches

(n-1) : Le nombre des marches

En remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient :

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

Avec :

n : La racine de l'équation

• **Schéma statique de l'escalier :**

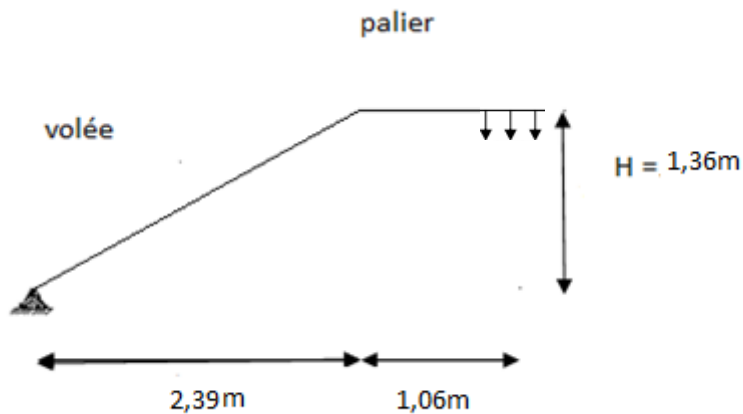


Figure.III.9 : Schéma statique de l'escalier.

Ce type d'escalier est composé de deux volées et un palier intermédiaire.

$$64n^2 - 575n + 272 = 0$$

Solution :

$$n_1 = 0,50 \dots \dots \dots \text{refusée.}$$

$$n_2 = 9$$

Donc on prend :

- le nombre de contre marche $n = 9$.
- le nombre des marches $n - 1 = 8$.

Alors

$$h = \frac{H}{n} = 0,17m = 17cm$$

$$g = \frac{L}{n - 1} = 0,30m = 30cm$$

➤ **Vérification de l'équation de « BLONDEL » :**

$$\begin{cases} (59 \leq (g + 2h) \leq 66)cm \\ (16 \leq h \leq 18)cm \\ (22 \leq g \leq 33)cm \end{cases} \Rightarrow \begin{cases} 2h + g = 64cm \\ h = 17cm \\ g = 30cm \end{cases} \quad \text{Vérfiée}$$

➤ **Détermination de l'épaisseur de la paillasse :**

$$\frac{l}{30} \leq e \leq \frac{l}{20} \quad \Rightarrow \quad 13,8cm \leq e \leq 20,7cm$$

$$l = 1,3 + \sqrt{L^2 + H^2} = 1,3 + \sqrt{(2,4)^2 + (1,53)^2} = 4,14m$$

Avec :

On prend donc l'épaisseur $e = 15$ cm

$e \geq 6$ cm règle constructive on pratique.

$e \leq 20$ cm pour l'économie et réduction du poids.

N.B :

Le palier aura la même épaisseur que la paillasse.

Cette épaisseur sera prise en considération une fois que toutes les vérifications soient Satisfaites.

Angle d'inclinaison de la paillasse :

$$\operatorname{tg} \alpha = \frac{H}{L} = \frac{153}{240} = 0,6375 \Rightarrow \alpha = 32,52^\circ$$

III.4.2 Evaluation des charges:

a) Palier

• **Charges permanentes :**

- Carrelage (2,5 cm)	0,50 KN/m ²
- lit de sable (e=3cm)	0,54 KN/m ²
- Poids propre du palier	25×0,15 = 3,75 KN/m ²
- Enduit de ciment	<u>18 ×0,02 = 0,36 KN/m²</u>
	$\Sigma G = 5,15 \text{ KN/m}^2$

• **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}$$

b) La volée :

• **Charge permanente :**

- Poids propre de la paillasse	25×0,15/ cos (32,52) = 4,45KN/m ²
- Poids propre de la marche	25×0,17/2 = 2KN/m ²
- Carrelage (2cm)	25×0,02 = 0,50 KN/m ²
- Enduit de ciment	18 ×0,02 = 0,36 KN/m ²
- garde-corps en maçonnerie	<u>0,6 KN/m²</u>
	$\Sigma G = 7,91 \text{ KN/m}^2$

• **Charge d'exploitation :**

$$Q = 2,5 \text{ KN/m}^2$$

III.4.3 Détermination des efforts internes :

Le chargement est donné pour une bande de 1 ml de longueur

a) Combinaison des charges :

$$\text{ELU : } 1,35G + 1,5Q$$

$$\text{ELS : } G + Q$$

Tableau.III.3 : Charges à l'ELU et l'ELS.

	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU (KN/ml)	ELS (KN/ml)
			q ₁ (KN/ml)	q ₂ (KN/ml)
volée	7,91	2,5	14,43	10,41
Palier	5,15	2,5	10,70	7,65

b) Calcul des efforts :

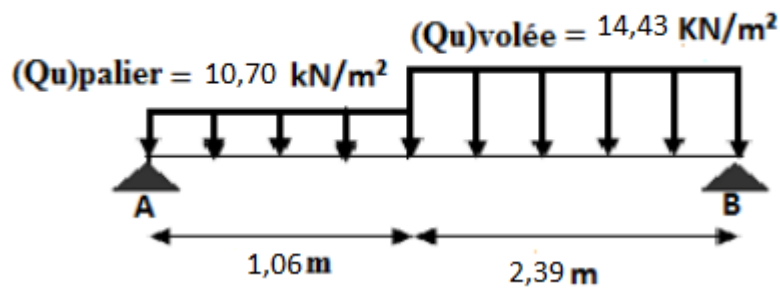


Figure.III.10 : Schéma statique de l'escalier.

ELU :

$$P_u = \frac{(14,43 \times 2,39) + (10,70 \times 1,06)}{2,39 + 1,06}$$

$$P_u = 13,28 \text{ KN.}$$

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

$$M = \frac{13,25 \times 3,45^2}{8}$$

$$M = 19,758 \text{ KN/m}^2$$

➤ Le moment en travée : $M_t = 0,85M_{max} = 16,79 \text{ KN/m}^2$

• Le moment en appui : $M_A = -0,5M_{max} = -9,879 \text{ KN/m}^2$

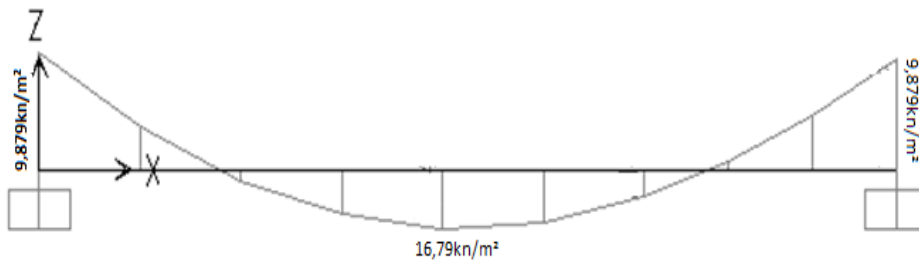


Figure.III.11 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELU.

ELS :

$$Ps = \frac{(10,41 \times 2,39) + (7,65 \times 1,06)}{2,39 + 1,06}$$

$Ps = 9,56 \text{ KN}$.

$$M = \frac{Peq \times L^2}{8}$$

$$M = \frac{9,56 \times 3,45^2}{8}$$

$M = 14,223 \text{ KN/m}^2$

➤ Le moment en travée : $Mt = 0,85M_{max} = 12,09 \text{ KN/m}^2$

• Le moment en appui : $MA = -0,5M_{max} = -7,1115 \text{ KN/m}^2$

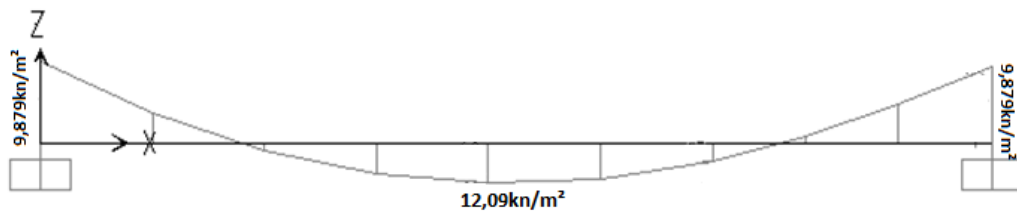


Figure.III.12 : Diagramme du Moment fléchissant à L'ELS.

- **Effort tranchant :**

ELU :

$$Tu = \frac{Pu \times L}{2}$$

$$Tu_A = Tu_B = \frac{13,28 \times 3,45}{2} = 22,908 \text{ KN/m}$$

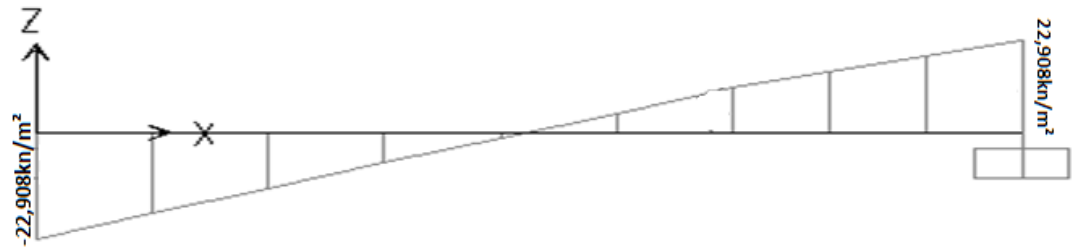


Figure.III.13 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELU.

ELS :

$$T_s = \frac{P_s \times L}{2}$$

$$T_{uA}=T_{uB} = \frac{13,28 \times 3,45}{2} = 16,491 \text{ kn/m.}$$

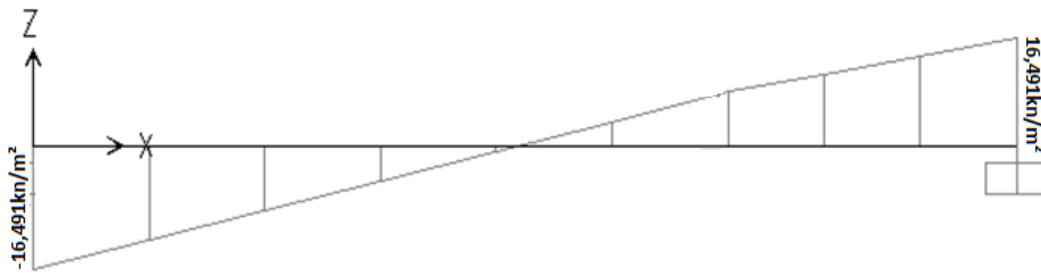


Figure.III.14 : Diagramme de l'effort tranchant à l'ELS.

III.4.4 Calcul des armatures :

Le ferrailage se fait en flexion simple pour une bande de 1 ml de largeur, avec :
 b = 100 cm; h = 16 cm; fe = 400 MPa; d = 0,9 h =14,4 cm ; fc28 = 25 MPa ;
 fbc = 14,17 MPa.

En travée : Mt=0,85Mu=0,85x19,758= 16,79 KN.m

En appui : Ma=0,5Mu=0,5x19,758 = 9,879 KN.m

Tableau.III.4: Calcul du ferrailage.

	M _U [kNm]	M	α	Z [cm]	As' [cm ²]	As [cm ²]	choix	A _s ^{Adoptée} [cm ²]
Travée	16,79	0,057	0,073	14	0	3,45	4T12	4,52
Appui	9,879	0,0336	0,0428	14	0	3,36	5T10	3,93

✓ **Espacement :**

➤ **En travée :** $esp \leq \frac{100}{4} = 25cm$

On prend : esp=25 cm

➤ **Sur appui :** $esp \leq \frac{100}{5} = 20cm$

On prend : esp=20 cm

✓ **Armature de répartition :**

➤ **En travée :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 1,13m^2/ml \leq A_r \leq 2,26cm^2/ml$

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

- **Sur appui :** $\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \Rightarrow 0,98cm^2/ml \leq A_r \leq 1,96cm^2/ml$

Le choix est de 3T8=2.51cm² avec S_t=30cm.

III.4.5 Vérifications :

a. Condition de non fragilité :

$A_s \geq A_{s\ min} = 0,23 b d f_{t28} / f_e = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1 / 400 = 1,63\ cm^2$

En travée: $A_s = 4,52\ cm^2 > A_{s\ Min}$ vérifié

Sur appui : $A_s = 3,93\ cm^2 > A_{s\ Min}$ vérifié

b.L'effort tranchant :

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

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

Avec : $\bar{\tau}_u = \text{Min} \left(\frac{0,2 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}; 5\ \text{MPa} \right) = \text{Min} (3,33 ; 5) = 3,33\ \text{MPa}$ (Fissuration peu nuisible).

$T_u = 22,908\ \text{kN} \Rightarrow \tau_u = 22,908 \times 10^3 / (144) (1000)$

$\Rightarrow 0,152\ \text{MPa} < 3,33\ \text{MPa}$ vérifié

On doit aussi vérifier en zone d'appui :

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow$ Les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction (pas de vérification)

$T_u - \frac{M_a}{0,9d} > 0 \Rightarrow$ Les armatures doivent être ancrées au-delà des appuis, il faut satisfaire la condition suivant :

$$A_s \geq (T_u + M_u / 0,9d) \gamma_s / f_e$$

Dans notre cas :

$$T_u - \frac{M_a}{0,9d} < 0 \Rightarrow 22,908 - 9,879 / (0,9) (0,144) = -53,32\text{kN} < 0$$

Donc les armatures ne sont soumises à aucun effort de traction => pas de vérification de la section.

c.Vérification à l'E.L.S :

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

d.Vérification des contraintes du béton :

La fissuration est considérée comme peu nuisible, donc il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton.

e.Vérification de la flèche :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \\ \frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \\ \frac{h}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0} \end{array} \right. \Rightarrow \left\{ \begin{array}{l} \frac{0,15}{4,14} = 0,036 \geq 0,0625 \dots \dots \dots \textit{non vérifiée} \\ \frac{5,65}{100 \times 13,5} = 0,00418 < 0,0105 \dots \dots \dots \textit{vérifiée} \\ 0,036 < 0,1 \dots \dots \dots \textit{non vérifiée} \end{array} \right.$$

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

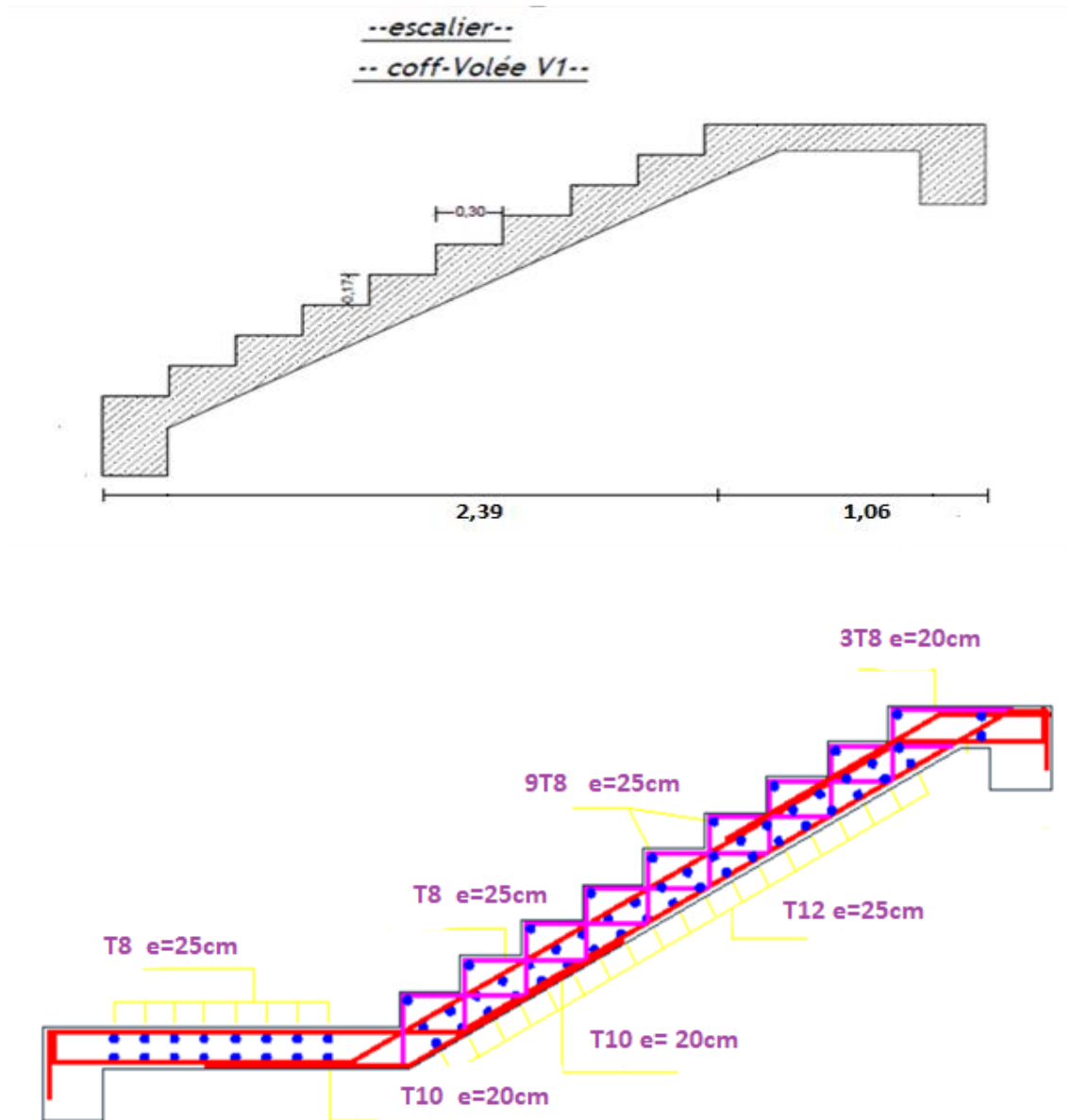


Figure.III.15 : ferrailage des escaliers.

III.5 Etude des planchers :

III.5.1 Calcul des poutrelles :

Les poutrelles sont calculées en flexion simple sous les charges permanentes (G) et la charge d'exploitation (Q), comme les poutres continues qui se trouvent sur plusieurs appuis. Pour le calcul des sollicitations, on a recours à 2 méthodes :

- Méthode forfaitaire.
- Méthode de Caquot.

a. Méthode forfaitaire

Elle est applicable pour les planchers à charge d'exploitation modérée, les conditions d'application de cette méthode sont :

1- Applicable aux constructions courantes où la charge d'exploitation $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2)$.

2- Le rapport des portées de travées successives (L_i / L_{i+1}) doit être compris entre 0,8 et 1,25.

3- Les moments d'inertie des sections transversales sont considérés constants dans les différentes travées en continuité.

4- La fissuration est peu nuisible.

Lorsque l'une de ces conditions n'est pas vérifiée, on applique la méthode de Caquot.

b. Méthode de Caquot

Cette méthode due à Albert Caquot, repose essentiellement sur la méthode des trois moments qu'il a corrigé et simplifié pour tenir compte de :

La variation du moment d'inertie des sections transversales tout au long de la ligne moyenne de la poutre.

L'amortissement des efforts de chargement des travées successives.

➤ Conditions d'application de la méthode forfaitaire :

1) $Q \leq (2G ; 5\text{KN/m}^2) \Rightarrow Q (1 ; 1.5 ; 5) \leq 5\text{KN/m}^2$.

2) $(L_i / L_{i+1}) \Rightarrow (3.2 / 3.3) = 0.96 \Rightarrow 0.8 < 0.96 < 1.25$.


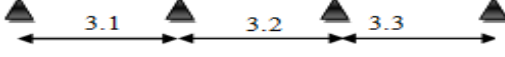

3) Le moment d'inertie est considéré constant dans toutes les travées.

4) La fissuration est peu nuisible.

Toutes les conditions ont été vérifiées, ce qui fait que l'étude des poutrelles se fera en appliquant la méthode forfaitaire.

III.5.2 Différents types de poutrelles

Tableau III.5 : Types de poutrelles.

Type1	
Type2	
Type3	

➤ **Charges des différents types de poutrelles**

à l'ELU : $P_u = 1.35G + 1.5Q$ et $q_u = 0.65 \times P_u$

à l'ELS : $P_s = G + Q$ et $q_s = 0.65 \times P_s$

Tableau.III.6 : Charges et surcharges d'exploitation sur les poutrelles.

Charges	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	Pu (KN/m ²)	Ps (KN/m ²)	Qu (KN/m ²)	Qs (KN/m)
Terrasse Inaccessible	6.33	1	10.05	7.33	6.53	4.76
Etages Courants	5.44	1.5	9.594	6.94	6.24	4.511
Sous-sol	5.44	5	14.844	10.44	9.648	6.786

➤ **Sollicitations pour chaque type de poutrelles des différents planchers**

➤ Type 1 Plancher terrasse inaccessible Calcul des moments isostatiques

à l'ELU : Travée AB : $M = \frac{q_u \times L^2}{8} = \frac{6,53 \times 3,2^2}{8} = 8,358 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M = \frac{6,53 \times 3,3^2}{8} = 8,888 \text{ KN.m}$

à l'ELS : Travée AB : $M = \frac{q_s \times L^2}{8} = \frac{4,76 \times 3,2^2}{8} = 6,092 \text{ KN.m}$

Travée BC : $M = \frac{4,76 \times 3,3^2}{8} = 6,479 \text{ KN.m}$

Calcul des moments aux appuis

Appuis de rive : $M_A = M_C = 0$

Au niveau des appuis de rive, le moment est nul, sauf que le BAEL exige de mettre des aciers de fissuration qui équilibrent un moment fictif ($M = - 0.15 M_0$).

à l'ELU :

$$M_A = -0.15 \times 8.358 = -1.2537 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -0.15 \times 8.888 = -1.3332 \text{ KN.m}$$

à l'ELS :

$$M_A = -1.15 \times 6.092 = -0.9138 \text{ KN.m}$$

$$M_C = -1.15 \times 6.092 = -0.9718 \text{ KN.m}$$

Appuis intermédiaire : $M_B = -0.6M_0$

à l'ELU : $M_B = -0.6 \times 8.888 = -5.33 \text{ KN.m}$

à l'ELS : $M_B = -0.6 \times 6.479 = -3.88 \text{ KN.m}$

Calcul des moments en travées : [1]

Condition 1 :

$$M_t + \frac{M_g + M_d}{2} \geq \max(1 + 0,3 \alpha; 1,05)M_0 \dots \dots \dots [1](\text{Art 7.3.2}).$$

Condition 2 :

$$M_t \geq \frac{1,2 + (0,3 \alpha)}{2} M_0$$

$$\alpha = \frac{Q}{Q + G} = \frac{1}{1 + 6,33} = 0,136$$

$$(1 + 0,3 \alpha) = (1 + (0,3 \times 0,136)) = 1,0408$$

Travée AB :(travée de rive)

Condition 1 :

$$\frac{1,2 + 0,3 \alpha}{2} = 0,620 M_t \geq (1,05 M_0 - \frac{M_B}{2})$$

$$M_t^{AB} \geq (1,05 M_0 - \frac{0,6 M_B}{2})$$

$$M_t^{AB} \geq (1,05 - 0,3) M_0$$

$$M_t^{AB} \geq 0,75 M_0$$

Condition 2 :

$$M_t^{AB} \geq 0,620 M_0$$

Entre 1 et 2, on choisit la condition une, qui désigne le maximum.

A l'ELU :

$$M_t^{AB} = 0,75 \times 8,358 = 6,26 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_t^{AB} = 0,75 \times 6,092 = 4,569 \text{ KN.m}$$

Travées BC :

A l'ELU :

$$M_t^{AB} = 6,66 \text{ KN.m}$$

A l'ELS :

$$M_t^{AB} = 4,859 \text{ KN.m}$$

Calcul des efforts tranchants (BAEL 91 Art 7.3.4)

à l'ELU :

Travée AB :

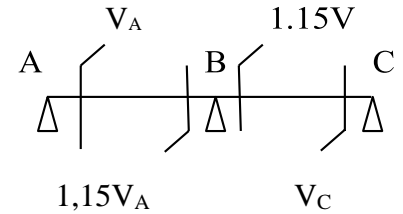
$$V_A = \frac{qxL_1}{2} = \frac{6,53 \times 3,2}{2} = 10,448 \text{ KN}$$

$$V_B = -1,15 \frac{qxL_1}{2} = -1,15 \times V_A = -1,15 \times 10,448 = -12,015 \text{ KN}$$

Travée BC :

$$V_B = 1,15 \frac{qxL_2}{2} = 1,15 \times \frac{6,53 \times 3,45}{2} = 12,39 \text{ KN}$$

$$V_c = -\frac{qxL_2}{2} = -10,775 \text{ KN}$$



➤ **Plancher de la terrasse inaccessible**

- G=6,33kn/m² ; Q= 1 kn/m²
- Qu =6,53 ; Qs=4,76 kn/m²

➤ ELU

Tableau.III.7 : Les sollicitations des poutrelles du type 1(Plancher terrasse).

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,2	8,358	1,25	5,33	7,104	10,45	12,02
B-C	3,3	8,888	5,33	1,33	7,55	12,4	10,78
(M, V) max	/		Ma=5,33		Mt=7,55	V=12,39	

➤ ELS

Tableau.III.8 : Les sollicitations des poutrelles du type 1 (Plancher terrasse).

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,2	6,092	0,913	3,887	5,1782	7,616	8,758
B-C	3,3	6,479	3,887	0,913	5,507	9,032	7,854
(M,V) max	/		Ma = 3,887		Mt=5,51	V=9,032	

➤ ELU

Tableau.III.9 : Les sollicitations des poutrelles du type 2(Plancher terrasse).

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,1	7,844	2,353	4,179	6,667	10,122	11,64
B-C	3,2	8,358	4,179	4,444	6,268	12,0152	12,015
C-D	3,3	8,888	4,444	2,666	7,555	12,3907	10,775
(M,V) max	/		Ma=4,444		Mt=7,555	V=12,3907	

➤ ELS

Tableau.III.10 : Les sollicitations des poutrelles du type 2(Plancher terrasse).

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,1	5,718	1,715	3,046	4,860	7,378	8,485
B-C	3,2	6,092	3,046	3,239	4,569	8,758	8,758
C-D	3,3	6,479	3,239	1,9437	5,507	9,032	7,854
(M,V) max	/		Ma=3,239		Mt=5,507	V=9,032	

➤ ELU

Tableau.III.11 : Les sollicitations des poutrelles du type 3(Plancher terrasse).

Travées	L [m]	M ₀ [KN.m]	M _g [KN.m]	M _d [KN.m]	M _t [KN.m]	V _g [KN]	V _d [KN]
A-B	3,1	7,844	2,353	3,922	10,122	10,122	11,64
B-C	3,1	7,844	3,922	4,179	11,64	11,64	11,64
C-D	3,2	8,358	4,179	3,555	12,015	12,015	12,015
D-E	3,3	8,888	3,555	3,555	12,391	12,391	12,391
E-F	2,8	6,3896	3,555	3,555	10,513	10,513	10,513
F-G	3,3	8,888	3,555	6,666	12,391	12,391	12,391
G-H	3,2	8,358	3,555	3,046	12,015	12,015	12,015
H-I	3,1	7,844	4,179	5,883	11,64	11,64	11,64
I-J	3,1	7,844	3,922	6,667	11,64	11,64	10,122
(M,V) max	/		Ma=4,179		Mt=6,667	V=12,391	

➤ ELS

Tableau.III.12 : Les sollicitations des poutrelles du type (Plancher terrasse).

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,1	5,718	1,715	2,859	4,860	7,378	8,485
B-C	3,1	5,718	2,859	3,046	4,288	8,485	8,485
C-D	3,2	6,092	3,046	2,592	4,569	8,758	8,758
D-E	3,3	6,479	2,592	2,592	4,859	9,032	9,032
E-F	2,8	4,665	2,592	2,592	3,499	7,664	7,664
F-G	3,3	6,479	2,592	2,592	4,859	9,032	9,032
G-H	3,2	6,092	3,046	3,046	4,569	8,758	8,758
H-I	3,1	5,718	3,046	2,859	4,288	8,485	8,485
I-J	3,1	5,718	2,859	1,715	4,860	8,485	8,485
(M,V) max	/		Ma=3,046		Mt=4,860		V=9,032

➤ Pour sous sol :

$G = 5,44 \text{ kn/m}^2$; $Q = 5 \text{ KN/m}^2$

$Q_u = 9,6486 \text{ KN.m}$

$Q_s = 6,786 \text{ KN.m}$

➤ ELU

Tableau.III.13 : Les sollicitations des poutrelles du type 1 (sous-sol).

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,2	12,35	1,8525	7,878	10,498	15,437	17,75
B-C	3,3	13,13	7,878	1,9695	11,16	18,307	15,919
(M,V) Max	/		Ma=7,878		Mt=11,16		V=18,307

➤ ELU

Tableau.III.14 : Les sollicitations des poutrelles du type 1 (sous-sol).

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3.2	8,686	1,3029	5,543	7,383	10,857	12,486
B-C	3,3	9,238	5,543	1,386		12,876	11,197
(M,V) max	/		Ma= 5,543		Mt=7,852		V=12,876

➤ ELU

Tableau.III.15 : Les sollicitations des poutrelles du type 2 (sous-sol).

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,1	11,589	3,476	6,175	9,851	14,954	17,198
B-C	3,2	12,349	6,175	6,565	9,262	17,75	17,75
C-D	3,3	13,13	6,565	3,939	11,161	18,31	15,92
(M,V) max	/		Ma=6,565		Mt=11,161	V=18,307	

➤ ELU

Tableau.III.16 : Les sollicitations des poutrelles du type3 (sous-sol).

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,1	11,589	3,4767	5,7945	9,850	14,954	17,197
B-C	3,1	11,589	5,7945	6,1745	8,6917	17,197	17,197
C-D	3,2	12,349	6,1745	5,252	9,2617	17,752	17,752
D-E	3,3	13,13	5,252	5,252	9,847	18,307	18,307
E-F	2,8	9,455	5,252	5,252	7,091	15,533	15,533
F-G	3,3	13,13	5,252	5,252	9,847	18,307	18,307
G-H	3,2	12,349	5,252	6,1745	9,261	17,752	17,752
H-I	3,1	11,589	6,1745	5,794	8,6917	17,197	17,197
I-J	3,1	11,589	5,794	3,4767	9,850	17,197	17,197
(M,V) max	/		Ma=6,1		Mt=9,850	V=18,307	

➤ ELS

Tableau.III.17 : Les sollicitations des poutrelles du type 3(Sous-sol)

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,1	8,152	2,4456	4,076	6,929	10,518	10,518
B-C	3,1	8,152	4,076	4,343	6,114	12,096	12,096
C-D	3,2	8,686	4,343	3,6948	6,514	12,486	12,486
D-E	3,3	9,237	3,6948	3,6948	6,927	12,876	12,876
E-F	2,8	6,650	3,6948	3,6948	4,987	10,925	10,925
F-G	3,3	9,237	3,6948	3,6948	6,927	12,876	12,876
G-H	3,2	8,686	3,6948	4,343	6,514	12,486	12,486
H-I	3,1	8,152	4,343	4,076	6,114	12,096	12,096
I-J	3,1	8,152	4,076	2,445	6,929	12,096	12,096
(M,V) max	/		Ma=4,343		Mt=6,929	V=12,876	

Pour plancher étage courants :

G=5.44 KN.m ; Q=1.5 KN.m
 Qu=6.24 KN.m ; Qs= 4.511 KN.m

➤ ELU

Tableau.III.18 : Les sollicitations des poutrelles du type 1(Plancher étage courants)

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,2	7,495	1,124	5,096	6,370	9,984	11,481
B-C	3,3	8,494	5,096	1,274	7,219	11,840	10,296
(M,V) max	/		Ma=5,096		Mt=7,219	V=11,840	

➤ ELS

Tableau.III.19 : Les sollicitations des poutrelles du type 1 (Plancher étage courants).

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,2	5,418	0,812	3,684	4,605	7,217	8,300
B-C	3,3	6,140	0,921	5,219	5,219	8,559	7,443
(M,V) max	/		Ma=3,684		Mt=5,219	V=8,559	

➤ ELU

Tableau.III.20 : Les sollicitations des poutrelles du type 2 (Plancher Sous-sol).

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,1	7,4958	-2,248	-3,993	6,370	9,672	-11,12
B-C	3,2	7,987	3,993	4,247	5,99	11,48	-11,48
C-D	3,3	8,494	4,247	2,548	7,219	11,84	-10,29
(M,V) max	/		Ma=4,247		Mt=7,219	V=11,84	

➤ ELS

Tableau.III.21 : Les sollicitations des poutrelles du type 2 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,1	5,418	1,625	2,887	4,605	6,99	-8,04
B-C	3,2	2,887	2,887	3,07	4,330	8,30	-8,30
C-D	3,3	3,07	3,07	1,842	5,219	8,552	-7,443
(M,V) max	/		Ma=3,07		Mt=5,219	V=8,552	

➤ ELU

Tableau.III.22 : Les sollicitations des poutrelles du type 3 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,1	7,495	2,248	3,747	6,370	9,672	11,122
B-C	3,1	7,495	3,747	3,993	5,621	11,122	11,122
C-D	3,2	7,9872	3,993	3,397	5,990	11,481	11,481
D-E	3,3	8,494	3,397	3,397	6,370	11,840	11,840
E-F	2,8	6,115	3,397	3,397	4,586	10,046	10,046
F-G	3,3	8,494	3,397	3,397	6,370	11,840	11,840
G-H	3,2	7,9872	3,397	3,993	5,990	11,481	11,481
H-I	3,1	7,495	3,993	3,747	5,621	11,122	11,122
I-J	3,1	7,495	3,747	2,248	6,370	11,122	9,672
(M,V) max	/		Ma=3,99		Mt=6,37	V=11,840	

➤ ELS

Tableau.III.23 : Les sollicitations des poutrelles du type 3 (Plancher des étages courants)

Travées	L [m]	M0 [KN.m]	Mg [KN.m]	Md [KN.m]	Mt [KN.m]	Vg [KN]	Vd [KN]
A-B	3,1	5,418	1,625	2,709	4,605	6,990	8,039
B-C	3,1	5,418	2,709	2,887	4,063	8,039	8,039
C-D	3,2	5,774	2,887	2,456	4,330	8,300	8,300
D-E	3,3	6,140	2,456	2,456	4,605	8,559	8,559
E-F	2,8	4,420	2,456	2,456	3,315	7,262	7,262
F-G	3,3	6,140	2,456	2,456	4,605	8,559	8,559
G-H	3,2	5,774	2,887	2,887	4,330	8,300	8,300
H-I	3,1	5,418	2,709	2,709	4,063	8,039	8,039
I-J	3,1	5,418	1,625	1,625	4,605	8,039	-6,990
(M,V) max	/		Ma=2,887		Mt=4,605	V=8,559	

➤ Récapitulation des Sollicitation maximales

Tableau.III.24 : Les sollicitations maximales des poutrelles

Poutrelles	ELU	ELS
Plancher terrasse inaccessible	$M_t^{max} = 7.555 \text{ KN.m}$ $M_{a^{int}} = - 2.355 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 12.391 \text{ KN}$ $M_{a^{rive}} = -5.33 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 5.507 \text{ KN.m}$ $M_{a^{int}} = - 1.715 \text{ KN.m}$ $V_s^{max} = 9.032 \text{ KN}$ $M_{a^{rive}} = - 3.887 \text{ KN.m}$
Sous-Sol + RDC	$M_t^{max} = 11.161 \text{ KN.m}$ $M_{a^{int}} = - 3.939 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 18.307 \text{ KN}$ $M_{a^{rive}} = - 7.878 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 7.85 \text{ KN.m}$ $M_{a^{int}} = - 2.7 \text{ KN.m}$ $V_s^{max} = 12.87 \text{ KN}$ $M_{a^{rive}} = -5.543 \text{ KN.m}$
plancher étage courant	$M_t^{max} = 7.21 \text{ KN.m}$ $M_{a^{int}} = -2.5 \text{ KN.m}$ $V_u^{max} = 11.84 \text{ KN}$ $M_{a^{rive}} = -5.096 \text{ KN.m}$	$M_t^{max} = 5.219 \text{ KN.m}$ $M_{a^{int}} = -1.84 \text{ KN.m}$ $V_s^{max} = 8.559 \text{ KN}$ $M_{a^{rive}} = -3.684 \text{ KN.m}$

➤ **Ferraillage des poutrelles :**

$h = 21 \text{ cm}$, $h_0 = 5 \text{ cm}$, $b = 65 \text{ cm}$, $b_0 = 12 \text{ cm}$, $d = 18.9 \text{ cm}$, $F_{bc} = 14.17 \text{ MPA}$
 $F_{Ee} = 400 \text{ MPA}$, $f_{e25} = 25 \text{ MPA}$, $F_{t28} = 2.1 \text{ MPA}$

➤ Calcul à l'ELU :

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

➤ Le plus défavorable c'est le plancher sous-sol et RDC

➤ **ELU :**

$M_t = 11.161 \text{ KN.m}$
 $M_{a \text{ rive}} = - 3.939 \text{ KN.m}$
 $M_{a \text{ int}} = -7.878 \text{ KN}$
 $V = 18.307 \text{ KN}$

D'après l'article du BAEL91 (Art 4.4.2), le calcul du moment équilibré (M_{tu}) par la table de compression est :

$$M_{tu} = b x h_0 x f_{bu} x \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{tu} = 0,65 \times 0,05 \times 14,17 \times \left(0,189 - \left(\frac{0,05}{2} \right) \right) \times 10^3 = 32,006 \text{ KN.m}$$

$$M_{tu} = 32,006 \text{ KN.m}$$

$$M_t^{max} = 11,161 \text{ KN.m}$$

- Si $M_u \leq M_{tab}$: l'axe neutre est dans table de compression
- Si $M_u \geq M_{tab}$: l'axe neutre est dans la table ou dans la nervure

$$\text{Donc : } M_{tu} > M_t^{max}$$

- L'axe neutre se trouve dans la table de compression.
- Etude d'une section rectangulaire (bxh).

Calcul des moments de la poutrelle :

- En travées :

$$\mu_{bu} = \frac{M_t^{max}}{b x d^2 x f_{bu}} = \frac{11,161 \times 10^6}{560 \times 1890^2 \times 14,17} = 0,0339$$

$$\mu_{bu} = 0,0339 < \mu_1 = 0,3916 \rightarrow A' = 0.$$

$$\mu_{bu} = 0,339 < 0,186 \rightarrow \text{pivot A, } \xi_{st} = 10\%$$

$$f_{st} = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{400}{1,15} = 348 \text{ Mpa.}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) = 0,0431$$

$$z = dx(1 - 0,4\alpha) = 0,17x(1 - 0,4 \times 0,0653) = 18,57 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \frac{M_t}{f_{st} x z} = \frac{11,16 \times 10^{-3}}{348 \times 0,1857} = 1,727 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{min} = \frac{0,23 x b x d x f_{c28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,65 \times 0,18 \times 2,1}{400} = 1,48 \text{ cm}^2 (A_{min} < A_s)$$

On choisit une section de $A_t = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

En appuie :

Appuie intermédiaires :

$$M_{int} = -7,8 \text{ KN.m}$$

$$A_s = \frac{M_t}{f_{st} x z} = \frac{7,8 \times 10^3}{348 \times 0,1867} = 1,213 \text{ cm}^2$$

On choisit une section de $A_s = 3T10 = 2,36\text{cm}^2$

Appui de rive :

$$M_a = -7,878\text{KN.m}$$

$$M_u = \frac{7,878 \times 10^{-3}}{0,65 \times 14,17 \times 0,189^2} = 0,023 \leq \mu = 0,3916 \text{ oui } A's = 0 \text{ cm}^2$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_{bu}}) \Rightarrow \alpha = 0,030$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,17 \times (1 - 0,4 \times 0,030) = 18,67 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{7,878 \times 10^{-3}}{0,1867 \times 348} = 1,213 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times 2,1}{400} = 0,274 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t$$

On choisit donc : $A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Appuie de rive :

$$M_a^{\text{rive}} = 3,939 \text{ KN.m}$$

$$\mu_{bu} = \frac{3,939 \times 10^{-3}}{14,17 \times 0,65 \times 0,189^2} = 0,0119 < \mu_1 = 0,3916$$

Oui $A_s = 0$

$$\alpha = 1,25(1 - (1 - 2\mu_{bu})^{1/2}) \Rightarrow \alpha = 0,015$$

$$z = d \times (1 - 0,4\alpha) = 0,17 \times (1 - 0,4 \times 0,015) = 18,786 \text{ cm}$$

$$A_t = \frac{3,939 \times 10^{-3}}{0,1878 \times 348} = 0,556 \text{ cm}^2$$

Vérification de la condition de non fragilité :

$$A_{\min} = \frac{0,23 \times b_0 \times d \times f_{t28}}{f_e} = \frac{0,23 \times 0,12 \times 0,189 \times 2,1}{400} = 0,274 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} < A_t$$

On choisit donc : $A_s = 3T10 = 2,36 \text{ cm}^2$

Verification a l'ELU :

Verification au cisaillement (BAEL91 ART5.1.1)

$$\tau_u = \frac{v_u}{b_0 \times d} = \frac{18,307 \times 10^{-3}}{0,12 \times 18,9} = 0,807 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times f_{c28}}{\gamma_b}; 5\text{Mpa}\right)$$

$$\tau_u = \min\left(\frac{0,2 \times 25}{1,5}; 5\text{Mpa}\right)$$

$$\tau_u = \min(3,33; 5\text{Mpa})$$

$$\tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$$

$\tau < \tau$ condition vérifiée

Calcul des armatures transversales :

$$\emptyset \ll \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b_0}{10}; \emptyset\right) \text{ BAEL Art (3.2.1)}$$

$$\emptyset \ll \min\left(\frac{210}{35}; \frac{120}{10}; 8\right)$$

$$\emptyset \ll \min(6; 12; 8) = 6 \text{ mm}$$

On choisit un épingle de : $A_t = 2T6 = 0,57 \text{ cm}^2$

L'espacement :

$$S_{t1} \ll \min(0,9\emptyset; 40 \text{ cm}) \quad [3] \text{ A.r.t. (5.1.4)}$$

$$S_{t1} \ll \min(17,01; 40 \text{ cm})$$

$$S_{t1} \ll 17,01 \text{ cm}$$

$$S_{t2} = \frac{A_t \times 0,8 \times f_c \times (\sin\alpha + \cos\alpha)}{\left(\frac{\tau_u - 0,3f_{tj}}{2}\right) \times b_0} \quad [3] \text{ A.r.t. (5.1.2)}$$

- Flexion simple
- Fissuration non préjudiciable ➔ $K=1$
- Pas de reprise de bétonnage.

$A=90^\circ$ (flexion simple ; cadres droits)

$$S_{t2} \leq \frac{0,57 \times 0,8 \times 400}{12(0,807 - 0,3 \times 2,1)}$$

$$S_{t2} \leq 85,877 \text{ cm}^2$$

$$S_{t3} \ll \frac{A_t \times f_e}{0,4 \times 12}$$

$$S_{t3} \ll \frac{0,57 \times 400}{0,4 \times 12}$$

$$S_{t3} \leq 47,5 \text{ cm}$$

$$S_t \leq \min(47,5 ; 85,877 ; 17,01)$$

On choisit donc : $S_t = 17,01 \text{ cm}$

Vérification des armatures longitudinales (A_t) a l'effort tranchant (V_u) :

Appuie intermédiaire :

$$A_t \gg V_u + \frac{M}{0,9 \times d} \times \frac{\gamma_s}{f_e}$$

$$A_t \gg \left(18,307 \times 10^{-3} + \frac{7,878 \times 10^{-3}}{0,9 \times 0,189} \times \frac{1,15}{400} \right) \times 10^{-4}$$

$$A_t \gg (18,307 \times 10^{-3} + 0,046 \times 2,875 \times 10^{-3}) \times 10^{-4}$$

$$A_t \geq 18,307 \times 10^{-3}$$

$$A_t \geq 0,018 \text{ cm}^2$$

Au niveau de l'appuie intermédiaire V_u est négligeable devant M_u (il n'y a donc pas d'influence sur A_t)

Appuie rive :

$$A_t = \frac{V_u \times \gamma_s}{f_e} = \frac{18,307 \times 10^{-3}}{400} = 0,526$$

$$A_t \geq 0,526$$

Vérification de la bielle :

$$V_u = 18,307 \text{ KN}$$

$$V_u \leq 0,267 \times \alpha \times b_0 \times f_{c28}$$

$$V_u \leq 0,267 \times 0,9 \times 120 \times 25$$

$$V_u \leq 122,553 \text{ KN}$$

Vérification de la jonction table nervure :

$$\tau_u = \frac{(18,307 \times 10^{-3}) \times (0,65 - 0,12)}{0,9 \times 0,65 \times 0,189 \times 0,05}$$

$\tau_u = 0,974 \leq \tau_u = 3,33 \text{ Mpa}$ C'est vérifier.

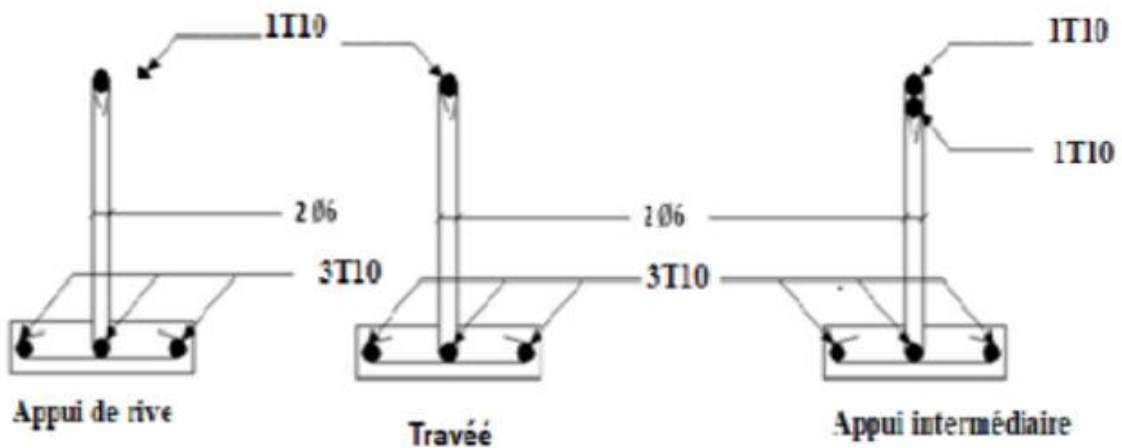


Figure.III.16 : ferrailage des poutrelles

Chapitre IV

Etude dynamique en zone sismique

IV.1 Introduction

Le risque sismique est lié à l'aléa sismique et à la fragilité du bâtiment, c'est pourquoi il est nécessaire de mettre en œuvre une méthode globale de conception sismique dans le bâtiment pour éviter des pertes importantes de personnel et de matériel.

L'objectif de ce chapitre est de définir un modèle structurel permettant de vérifier les conditions et normes de sécurité imposées par le code sismique algérien RPA99/2003.

La modélisation de notre structure est réalisée à l'aide du logiciel SAP2000. **version 14.02**, qui est un logiciel de calcul de structure automatique.

IV.2 Modélisation de la structure

La modélisation consiste à trouver un mécanisme simplifié afin de nous rapprocher le plus possible du comportement réel de la structure, et à considérer la qualité et la rigidité de tous les éléments de la structure le plus précisément possible.

IV.2.1 Modélisation de la rigidité

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

- Chaque poutre et chaque poteau de la structure a été modélisé par un élément poutre à deux nœuds, 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 coque à quatre nœuds (rectangulaire).
- Tous les planchers sont constitués par des dalles à corps creux, à l'exception du porte-à-faux qui sont réalisées en dalles pleines.
- Tous les nœuds de la base du bâtiment sont encastres (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).

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

IV.3 Etude sismique

Toute structure située dans la zone sismique est sensible à l'excitation dynamique des propriétés sismiques au cours de sa durée de vie. Par conséquent, dans l'analyse et la conception sismique de la structure. Le calcul sismique des bâtiments vise à évaluer les charges possibles dans le système structurel lors du séisme. Dans le cadre de notre projet, la détermination de ces efforts est réalisée par le logiciel calcul SAP 2000.

IV.3.1 Choix de la méthode de calcul

En Algérie, le dimensionnement parasismique des ouvrages est soumis à la réglementation en vigueur, à savoir « **RPA99 Version 2003** » [2] ; cette dernière propose trois méthodes de calcul des forces sismiques :

- Méthode statique équivalente.
- Méthode d'analyse modale spectrale.
- La méthode d'analyse dynamique de l'accélérogramme.

a. La méthode statique équivalente

1. Principe

Selon le **RPA 99 (Art 4.2.1)**, les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les efforts sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique.

La méthode statique équivalente est utilisée pour calculer l'effort sismique (V), et aussi pour la vérification vis-à-vis de la méthode dynamique.

2. Conditions d'application

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

- 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 IIa et à 30 m en zones IIb et III.
- Le bâtiment ou bloc étudié présente une configuration irrégulière tout en respectant, outres les conditions de hauteur énoncées en haut, et les conditions complémentaires suivantes :

Zone III :

- groupe d'usages 3 et 2, si la hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17 m.
- groupe d'usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10 m.
- groupe d'usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 8 m.

Notre bâtiment présente une configuration irrégulière en plan donc la méthode statique équivalente n'est pas applicable.

b. La méthode modale spectrale

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

1. 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 :

$$K \geq 3\sqrt{N} \quad \text{et} \quad T_K \leq 0,20\text{sec} \quad \dots\dots(4-14) \quad [2].$$

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

2. 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.

Le règlement recommande le spectre de réponse de calcul donné par la fonction suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0s \\ 2,5\eta(1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} & T \geq 3,0s \end{cases}$$

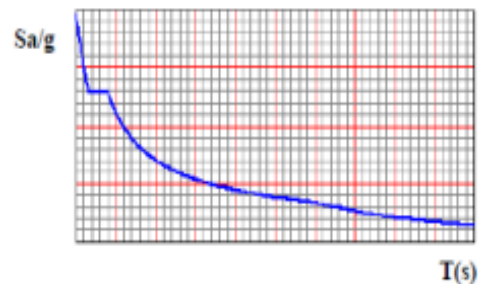


Figure IV.1 : Spectre de réponse.

Avec :

g : Accélération de la pesanteur.

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : facteur de correction d'amortissement.

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

T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

Q : Facteur de qualité.

• Résultante des forces sismiques de calcul

L'une des premières vérifications préconisée par le **(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 déterminée 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 : $\frac{0,8V}{V_t}$

• **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 :

$$V = \frac{A \times D \times Q}{R} \times W \quad [2]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

- groupe d'usage : **2**
 - zone sismique : **IIa**
- } \longrightarrow **A = 0,15**

D : facteur d'amplification dynamique moyen

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

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

T_1, T_2 : périodes caractéristiques associée à la catégorie du site est donnée dans **le tableau 4.7** de **(RPA99version 2003)**.

- Catégorie $S_3 \longrightarrow$ site meuble $\left\{ \begin{array}{l} T_1 = 0,15 \text{ sec.} \\ T_2 = 0,50 \text{ sec} \end{array} \right.$

$$\eta = \sqrt{7 / (2 + \xi)} \geq 0,7$$

avec $\xi = 7\% \rightarrow \eta = 0,8819$

- **Estimation de la période fondamentale de la structure (T)**

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 :

$$T = \min \left(T = C_T \times h_N^{3/4}, T = 0,09 \frac{h_N}{\sqrt{D}} \right)$$

C_T : Coefficient, fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné **le tableau 4.6 de (RPA99version 2003)**, $C_T = 0,05$

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

$$h_N = 33,16 \text{ m}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée

$$\begin{cases} D_x = 28,50 \text{ m} \\ D_y = 17,2 \text{ m} \end{cases}$$

- $T = C_T \times (h_N)^{3/4} = 0,05 \times (33,16)^{3/4} \rightarrow T = 0,69$, dans les deux directions.

- Pour le calcul selon les deux directions X et Y; on a :

$$D_x = 28,50 \text{ m} \rightarrow T_x = 0,56 \text{ s}$$

$$D_y = 17,20 \text{ m} \rightarrow T_y = 0,719 \text{ s}$$

Suivant la direction (y - y)

Sens (x-x) : $T_x = \min(0,56; 0,69) = 0,56 \text{ sec.}$

Sens (y-y) : $T_y = \min(0,719; 0,69) = 0,69 \text{ sec.}$

Selon les prescriptions de (**RPA99 version 2003**), la période déterminée à partir d'une analyse dynamique ne doit pas dépasser celle estimée à partir des formules empiriques appropriées de plus de 30%.

Cette valeur de la période empirique pondéré par le coefficient 1,3 (30%) sera utilisée pour le calcul de l'effort tranchant à la base par la méthode statique équivalente, les règlements parasismiques exigent cette majoration afin de ne pas excessivement pénaliser l'effort de calcul, le choix de cette période soit limité comme suit :

$$T_{analytique} \quad Si \Rightarrow T_{analytique} \leq T_{empirique}$$

$$T_{empirique} \quad Si \Rightarrow T_{empirique} < T_{analytique} < 1,3 \times T_{empirique}$$

$$1,3 \times T_{empirique} \quad Si \Rightarrow T_{analytique} \geq 1,3 \times T_{empirique}$$

$$\text{Estimation de la période empirique : } \begin{cases} T_x = 1,3 \times T_{empirique} = 0,73 \text{ s} \\ T_y = 1,3 \times T_{empirique} = 0,90 \text{ s} \end{cases}$$

$$\text{Calcul de D: } \begin{cases} D_x = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_x} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,73} \right)^{2/3} = 1,713 \\ D_y = 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T_y} \right)^{2/3} = 2,5 \times 0,8819 \times \left(\frac{0,5}{0,90} \right)^{2/3} = 1,49 \end{cases}$$

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.

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

Pour notre bâtiment on a choisi un système de contreventement qui correspond à **R = 5** (mixte portique/voiles avec interaction).

Q : Facteur de qualité

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments de la structure.
- La régularité en plan et en élévation
- Le contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution.

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

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad [2].$$

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

Sa valeur est donné par le tableau 4.4 (RPA 99/version 2003).

Tableau IV.1 : Valeurs des pénalités P_q .

Critère "q"	Observé	$P_q // xx$	Observé	$P_q // yy$
Conditions minimales sur les files de contreventement	oui	0	non	0,05
Redondance en plan	oui	0	oui	0
Régularité en plan	non	0,05	non	0,05
Régularité en élévation	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité des matériaux	oui	0	oui	0
Contrôle de la qualité de l'exécution	oui	0	oui	0

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

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

Donc :

$$\left\{ \begin{array}{l} V_x = \frac{A \times D_x \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,713 \times 1,05}{5} \cdot W = 0,0899 \cdot W \\ V_y = \frac{A \times D_y \times Q}{R} \cdot W = \frac{0,25 \times 1,49 \times 1,1}{5} \cdot W = 0,082 \cdot W \end{array} \right.$$

IV.4 Résultats de l'analyse pour le modèle initial

- Disposition de la cage d'ascenseur dans le modèle initial :

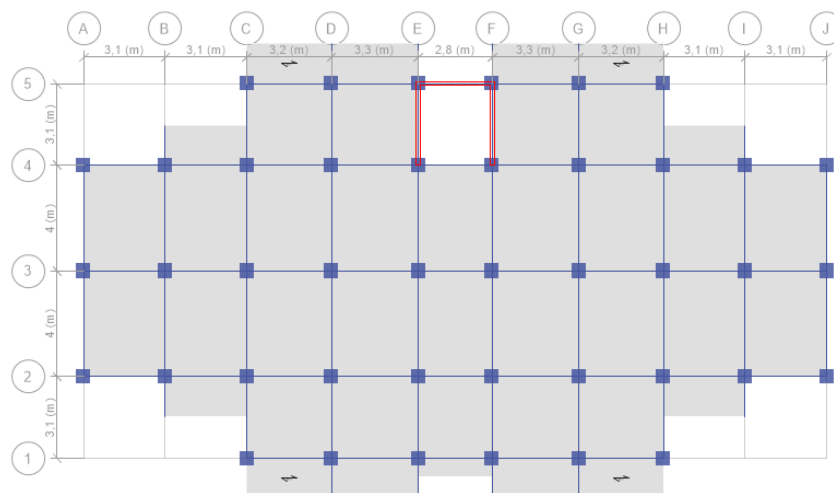


Figure IV.2 : Modèle Initial.

• **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau. IV.2 : Période et facteurs de participation massique du modèle initial.

Modes	Période(s)	U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	1,529	0,4728	0	0	0,4737	0	0
2	1,232	0	0,7185	0	0,4737	0,7191	0
3	1,003	0,3078	0	0	0,7812	0,7191	0
4	0,519	0,0585	0	0	0,8398	0,7191	0
5	0,339	0	0,164	0	0,8398	0,8831	0
6	0,303	0,0154	0	0	0,8556	0,8831	0
7	0,284	0,0814	0	0	0,9369	0,8831	0
8	0,211	0,0089	0	0	0,9458	0,8831	0
9	0,16	0	0,0626	0	0,9458	0,9455	0
10	0,159	0,0041	0	0	0,95	0,9455	0
11	0,143	0,0266	0	0	0,9764	0,9455	0
12	0,128	0,0025	0	0	0,9789	0,9455	0

Remarque :

Les résultats du tableau précédent correspondant à la structure initial comportant uniquement les voiles de la cage d'ascenseur.

• **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,529$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 12^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de rotation.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

Tableau IV.3 : Vérification de la force sismique pour le modèle initial.

sens	A	D	Q	R	W (kN)	Vstatique (kN)	0,8V (kN)	Vdyn (kN)	0,8*Vst /Vdyn
X-X	0,15	1,713	1,05	5	41214,5379	2220,021	1776,017	1088,58	1,63
Y-Y	0,15	1,49	1,10	5	41214,5379	2026,519	1621,215	1480,03	1,10

➤ Afin de vérifier le critère de l'article 4.3.6 [2], on multiplie le spectre de réponse pour le sens X-X par le coefficient $r_x = 1,63$ et les sens Y-Y par le coefficient $r_y = 1,10$.

• **Vérification des déplacements inter étages avant renforcement modèle initial :**

L'une des vérifications préconisées par le RPA99 version 2003 [2], concerne les déplacements latéraux inter étages.

En effet, selon l'article 5.10 du RPA99 version 2003 l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée : $\Delta_K^x \leq \bar{\Delta}$ et $\Delta_K^y \leq \bar{\Delta}$

Avec : $\bar{\Delta} = 0,01h_e$

Où : h_e représente la hauteur de l'étage.

Avec :

$$\delta_K^x = R\delta_{eK}^x \quad \text{et} \quad \delta_K^y = R\delta_{eK}^y$$

$$\Delta_K^x = \delta_K^x - \delta_{K-1}^x \quad \text{et} \quad \Delta_K^y = \delta_K^y - \delta_{K-1}^y$$

Δ_K^x : Correspond au déplacement relatif au niveau K par rapport au niveau K-1 dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, Δ_K^y).

δ_{eK}^x : Est le déplacement horizontal dû aux forces sismiques au niveau K dans le sens x-x (idem dans le sens y-y, δ_{eK}^y).

Tableau. IV.4 : Vérification des déplacements inter étages (modèle initial).

	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}$	Observation	
9 ^{ème}	5,5511	5,83547	27,76	29,18	5,56	5,55	3,23	NonVérifiée	NonVérifiée
8 ^{ème}	4,44	4,72547	22,20	23,63	3,87	4,91	3,23	NonVérifiée	NonVérifiée
7 ^{ème}	3,6657	3,74253	18,33	18,71	3,68	4,75	3,23	NonVérifiée	NonVérifiée
6 ^{ème}	2,9297	2,79254	14,65	13,96	3,49	4,29	3,23	NonVérifiée	NonVérifiée
5 ^{ème}	2,2314	1,93547	11,16	9,68	2,94	4,55	3,23	Vérifiée	NonVérifiée
4 ^{ème}	1,6425	1,02475	8,21	5,12	3,47	2,51	3,23	NonVérifiée	Vérifiée
3 ^{ème}	0,9482	0,52344	4,74	2,62	2,13	0,01	3,23	Vérifiée	Vérifiée
2 ^{ème}	0,5214	0,5214	2,61	2,61	1,53	0,98	3,23	Vérifiée	Vérifiée
1 ^{er}	0,2145	0,3247	1,07	1,62	0,30	1,00	3,23	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0,1555	0,1248	0,78	0,62	0,78	0,62	4,08	Vérifiée	Vérifiée

Les déplacements latéraux inter étages dépassent les valeurs admissibles, afin d'augmenter la rigidité latérale de la structure et éviter le mode de rotation dans le premier mode, on propose:

- Rajouter des voiles dans la structure.

IV.5 Introduction des voiles de contreventement

Modèle1 :

La structure comporte des voiles de contreventement d'épaisseur $e = 15\text{cm}$ pour la cage d'ascenseur et $e = 20\text{cm}$ pour les autres voiles.

• Disposition des voiles dans le modèle 1:

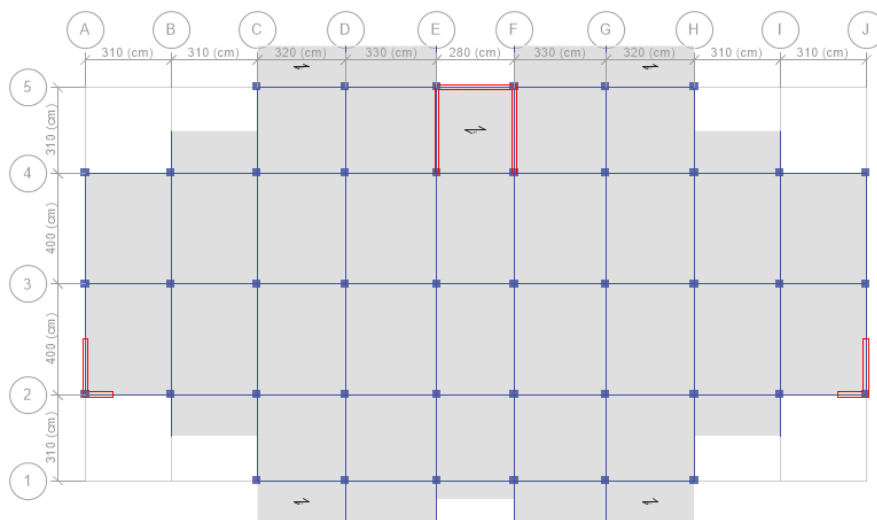


Figure IV.3 : Modèle 1.

• Caractéristiques dynamiques propres

Tableau IV.5 : Période et facteurs de participation massique du modèle 1.

Modes	Périodes(s)	U _x	U _y	U _z	Σ U _x	Σ U _y	Σ U _z
1	1,263	0,6394	0	0	0,6394	0	0
2	1,145	0	0,7127	0	0,6394	0,7127	0
3	0,91	0,1193	0	0	0,7587	0,7127	0
4	0,383	0,1118	0	0	0,8706	0,7127	0
5	0,307	0	0,1658	0	0,8706	0,8785	0
6	0,252	0,0352	0	0	0,9057	0,8785	0
7	0,196	0,0385	0	0	0,9442	0,8785	0
8	0,14	0	0,0624	0	0,9442	0,9409	0
9	0,129	0,0279	0	0	0,9722	0,9409	0
10	0,12	0,0014	0	0	0,9735	0,9409	0
11	0,096	0,0108	0	0	0,9844	0,9409	0
12	0,087	0	0,0297	0	0,9844	0,9706	0

• **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=1,263$ s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon X-X.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.
- **Les trois premiers modes**

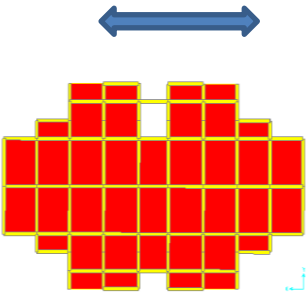
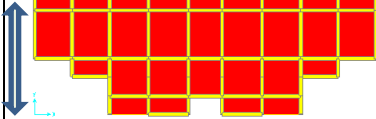
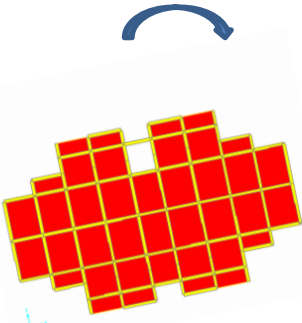
MODE1	MODE2	MODE3
TRANSLATION(X-X)	TRANSLATION (Y-Y)	Rotation
		

Tableau IV.6: Vérification de la force sismique pour le modèle 1.

sens	A	D	Q	R	W (kN)	Vstatique (kN)	0,8V (kN)	Vdyn (kN)	0,8*Vst /Vdyn
X-X	0,15	1,713	1,05	5	43568,1879	2346,8	1877,440	1475,53	1,27
Y-Y	0,15	1,49	1,1	5	43568,1879	2142,248	1713,798	1630,30	1,05

- Afin de vérifier le critère de l'article 4.3.6 [2], on multiplie le spectre de réponse pour le sens X-X par le coefficient $r_x = 1,27$ et les sens Y-Y par le coefficient $r_y = 1,05$.

• Vérification des déplacements latéraux inter-étages :

Tableau. IV.7 : Vérification des déplacements inter étages (modèle 1).

	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
9 ^{ème}	5,50810338	5,82628189	27,54	29,13	5,28	3,38	3,23	Vérifiée	Vérifiée
8 ^{ème}	4,45170328	5,15006005	22,26	25,75	3,36	3,61	3,23	NonVérifiée	NonVérifiée
7 ^{ème}	3,78041352	4,42724597	18,90	22,14	3,41	3,86	3,23	NonVérifiée	NonVérifiée
6 ^{ème}	3,09802696	3,6558734	15,49	18,28	3,43	3,97	3,23	NonVérifiée	NonVérifiée
5 ^{ème}	2,4125561	2,86273101	12,06	14,31	3,24	3,98	3,23	NonVérifiée	NonVérifiée
4 ^{ème}	1,76435375	2,06654668	8,82	10,33	3,26	3,72	3,23	NonVérifiée	NonVérifiée
3 ^{ème}	1,11306205	1,32162526	5,57	6,61	2,68	3,23	3,23	Vérifiée	NonVérifiée
2 ^{ème}	0,57681608	0,67488042	2,88	3,37	1,97	2,34	3,23	Vérifiée	Vérifiée
1 ^{er}	0,18265007	0,20620103	0,91	1,03	0,30	0,42	3,23	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0,1221548	0,122497	0,61	0,61	0,61	0,61	4,08	Vérifiée	Vérifiée

Les déplacements latéraux inter étages dépassent les valeurs admissibles il faut donc augmenter la rigidité latérale de la structure. Pour cela on peut soit :

- Augmenter les dimensions des poteaux.
- Rajouter des voiles dans la structure.

- Modèle2

La structure comporte des voiles de contreventement d'épaisseur $e = 15\text{cm}$ pour la cage d'ascenseur et $e = 20\text{cm}$ pour les autres voiles.

• Disposition de la des voiles dans le modèle 2.

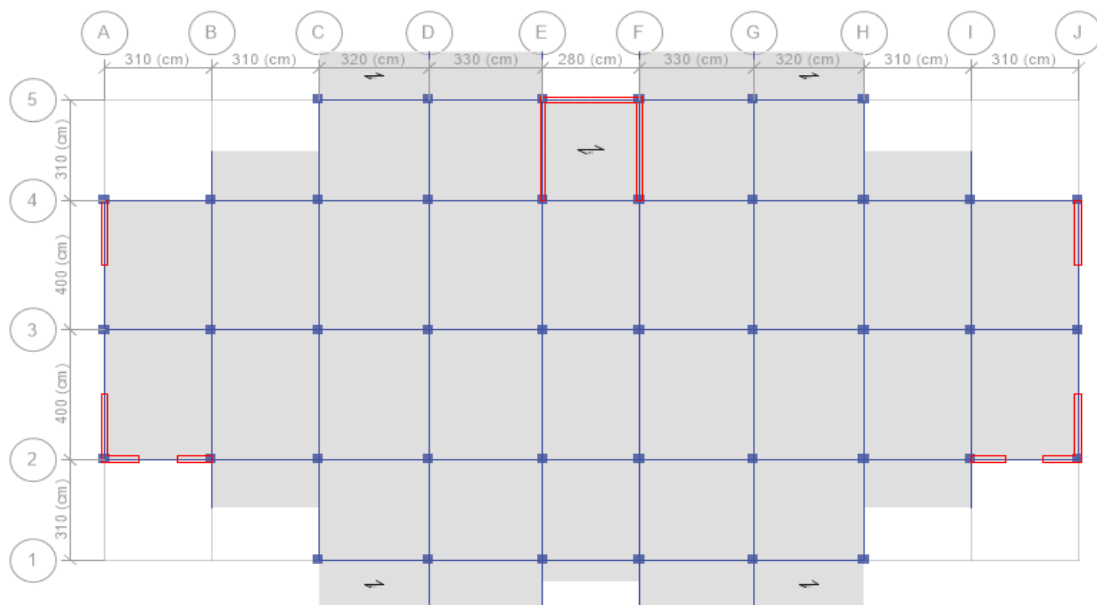


Figure. IV.4 : Modèle 2.

• **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau IV.8: Période et facteurs de participation massique du modèle 2.

Modes	Périodes(s)	U _x	U _y	U _z	Σ U _x	Σ U _y	Σ U _z
1	1,22	0,717	0	0	0,717	0	0
2	1,054	0	0,7155	0	0,717	0,7155	0
3	0,814	0,0417	0	0	0,7587	0,7155	0
4	0,369	0,128	0	0	0,8867	0,7155	0
5	0,286	0	0,1616	0	0,8867	0,8771	0
6	0,228	0,0201	0	0	0,9068	0,8771	0
7	0,19	0,042	0	0	0,9488	0,8771	0
8	0,131	0	0,0622	0	0,9488	0,9393	0
9	0,126	0,0245	0	0	0,9732	0,9393	0
10	0,107	0,0018	0	0	0,9751	0,9393	0
11	0,095	0,0106	0	0	0,9856	0,9393	0
12	0,081	0	0,0299	0	0,9856	0,9692	0

• **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : T=1,22 s.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est mode de translation selon X-X.
- Le 2^{ème} mode est mode de translation selon Y-Y.
- Le 3^{ème} mode est un mode de rotation.
- **Les trois premiers modes**

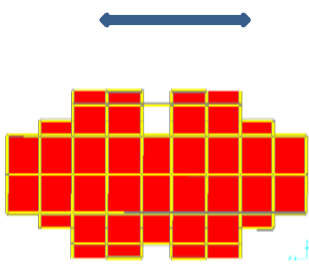
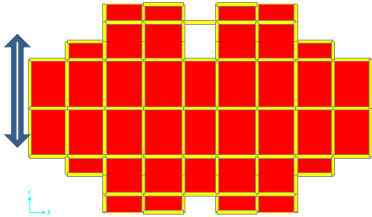
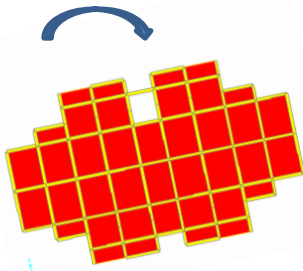
MODE1	MODE2	MODE3
TRANSLATION (X-X)	TRANSLATION (Y-Y)	ROTATION
		

Tableau IV. 9:les Vérification de la force sismique pour le modèle 2.

sens	A	D	Q	R	W (kN)	Vstatique (KN)	0,8V (kN)	Vdyn (kN)	0,8*Vst /Vdyn
X-X	0,15	1,713	1,05	5	43203,5379	2327,159	1861,727	1602,09	1,16
Y-Y	0,15	1,49	1,1	5	43203,5379	2124,318	1699,454	1682,36	1,01

- Afin de vérifier le critère de l'article 4.3.6 [2], on multiplie le spectre de réponse pour le sens X-X par le coefficient $r_x = 1,16$ et les sens Y-Y par le coefficient $r_y = 1,01$.

• **Vérification des déplacements latéraux inter-étage**

Tableau. IV.10 : Vérification des déplacements inter étages (modèle 2).

	δ_{eK}^x (cm)	δ_{eK}^y (cm)	δ_K^x (cm)	δ_K^y (cm)	Δ_K^x (cm)	Δ_K^y (cm)	$\bar{\Delta}$	Observation	
9 ^{ème}	2,1144	1,9776	10,57	9,89	0,78	0,97	3,23	Vérifiée	Vérifiée
8 ^{ème}	1,9586	1,7841	9,79	8,92	0,94	1,04	3,23	Vérifiée	Vérifiée
7 ^{ème}	1,7713	1,5767	8,86	7,88	1,04	1,10	3,23	Vérifiée	Vérifiée
6 ^{ème}	1,5643	1,3571	7,82	6,79	1,14	1,15	3,23	Vérifiée	Vérifiée
5 ^{ème}	1,3363	1,127	6,68	5,64	1,22	1,17	3,23	Vérifiée	Vérifiée
4 ^{ème}	1,0919	0,8922	5,46	4,46	1,25	1,15	3,23	Vérifiée	Vérifiée
3 ^{ème}	0,8428	0,6614	4,21	3,31	1,25	1,10	3,23	Vérifiée	Vérifiée
2 ^{ème}	0,5927	0,4417	2,96	2,21	1,19	0,98	3,23	Vérifiée	Vérifiée
1 ^{er}	0,3547	0,2457	1,77	1,23	1,02	0,76	3,23	Vérifiée	Vérifiée
RDC	0,1509	0,0945	0,75	0,47	0,75	0,47	4,08	Vérifiée	Vérifiée

• **Vérification de l'effort normal réduit : (Art. 7.4.3.1, RPA 99/version2003) [2]**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \text{ [2]}$$

Où :

- **v** : effort normal réduit
- **Nd** : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.
- **Bc** : section brute de l'élément.
- **fc28** : résistance caractéristique du béton.

Bien que les portiques ne reprennent que les charges verticales, Nous avons jugé important de vérifier les poteaux sous la combinaison sismique

- G+Q+Ex
- G+Q+Ey

Tableau IV.11 : Vérification de l’effort normal réduit.

Niveaux	S _{poteaux}	aire (cm ²)	N _d (KN)	v	VRPA	Observations
RDC	30x45	1350	1844,0985	0,546	0,3	Non vérifiée
1^{er} et 2^{ème} étage	30x45	1350	1449,1328	0,429	0,3	Non vérifiée
3^{ème} et 4^{ème}	30x40	1200	1076,8393	0,359	0,3	Non vérifiée
5^{ème} et 6^{ème}	25x35	875	894,981	0,409	0,3	Non vérifiée
7^{ème} et 8^{ème} et 9^{ème}	25x30	750	362,8495	0,193	0,3	vérifiée

➤ **Remarque :**

La condition de l’effort normal réduit n’est pas vérifiée, nous proposons de changer la section des poteaux dans le modèle suivant comme suit :

Tableau IV.12 choix des sections des poteaux.

Niveau	S _{poteaux avant}	Choix
RDC	30x45	55 x 55
1^{ème}	30x45	50 x 50
2^{ème}	30x45	50 x 50
3^{ème}	30x40	45 x 45
4^{ème}	30x40	45 x 45
5^{ème}	25x35	40 x 40
6^{ème}	25x35	40 x 40
7^{ème}	25x30	35 x 35
8^{ème}	25x30	35 x 35
9^{ème}	25x30	30 x 30

• **Modèle final**

Dans ce modèle on modifier la section des poteaux.

Disposition de la des voiles dans le modèle final.

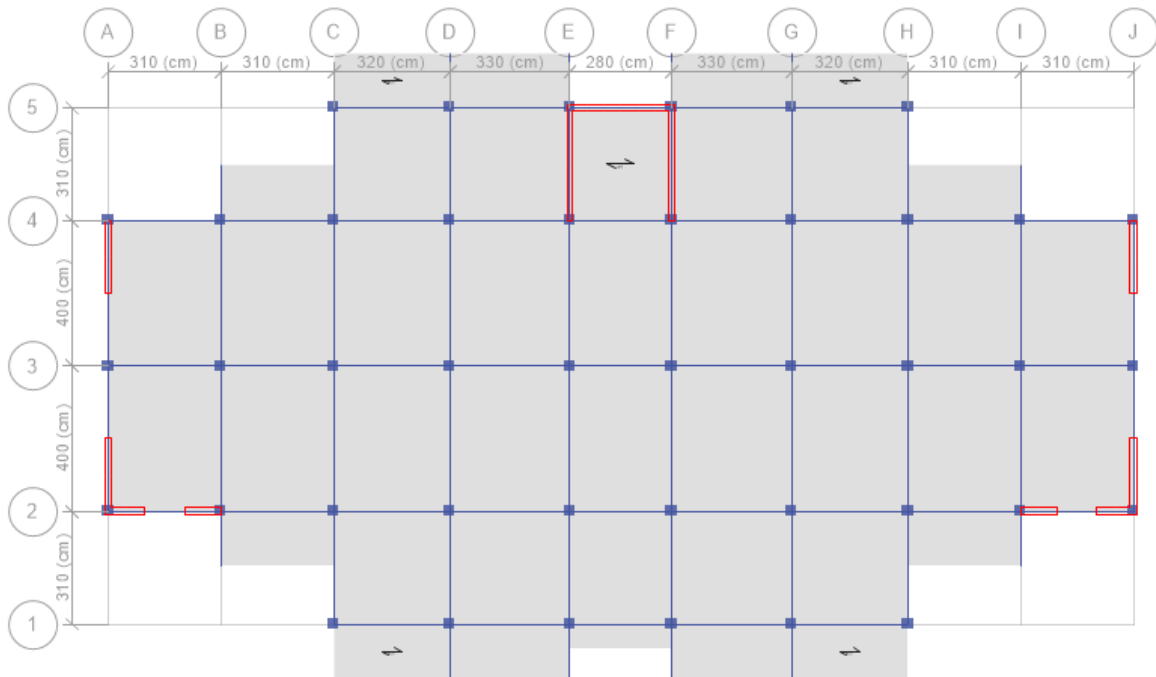


Figure. IV.5 : Modèle final.

• **Caractéristiques dynamiques propres :**

Tableau IV.13 : Période et facteurs de participation massique du modèle final.

Modes	Période(s)	U_x	U_y	U_z	ΣU_x	ΣU_y	ΣU_z
1	0,923	0,00	0,7002	0	0,00%	70,02%	0
2	0,922	0,7224	0,00	0	72,24%	70,02%	0
3	0,711	0,0132	0,00	0	73,57%	70,02%	0
4	0,293	0,1445	0,00	0	88,01%	70,02%	0
5	0,264	0,00	0,1677	0	88,01%	86,79%	0
6	0,213	0,0104	0,00	0	89,05%	86,79%	0
7	0,153	0,0490	0,00	0	93,95%	86,79%	0
8	0,124	0,00	0,0666	0	93,95%	93,44%	0
9	0,104	0,0133	0,00	0	95,29%	93,44%	0
10	0,102	0,0132	0,00	0	96,61%	93,44%	0
11	0,078	0,00	0,0313	0	96,61%	96,58%	0
12	0,077	0,0121	0,00	0	97,82%	96,58%	0

• **Constatations :**

L'analyse dynamique de la structure à conduit à :

- Une période fondamentale : $T=0,923s$.
- La participation massique dépasse le seuil des 90% à partir du 8^{ème} mode.
- Le 1^{er} mode est un mode de translation selon Y-Y.
- Le 2^{ème} mode est un mode de translation selon X-X.
- Le 3^{ème} mode est mode de rotation.

Tableau IV.14 : Vérification de la force sismique pour le modèle final.

Sens	A	D	Q	R	W (KN)	Vstatique (KN)	0,8V (KN)	Vdyn(KN)
X-X	0,15	1,713	1,05	5	45700,3254	2461,648	1969,318	2331
Y-Y	0,15	1,49	1,10	5	45700,3254	2247,085	1797,668	1993,95

• **Vérification des déplacements latéraux inter-étages**

Vérification des déplacements inter étages (modèle final).

Tableau IV.15 : Vérification des déplacements inter étages pour le modèle final.

Niveaux	$\delta_{eK}^x (cm)$	$\delta_{eK}^y (cm)$	$\delta_K^x (cm)$	$\delta_K^y (cm)$	$\Delta_K^x (cm)$	$\Delta_K^y (cm)$	$\bar{\Delta}(cm)$	Observation
9	2,1999	1,8028	11,00	9,01	0,88	0,91	3,23	Vérifiée
8	2,0238	1,6199	10,12	8,10	0,99	0,97	3,23	Vérifiée
7	1,8252	1,4256	9,13	7,13	1,15	1,03	3,23	Vérifiée
6	1,5947	1,2195	7,97	6,10	1,19	1,06	3,23	Vérifiée
5	1,3574	1,0068	6,79	5,03	1,29	1,07	3,23	Vérifiée
4	1,0989	0,7923	5,49	3,96	1,27	1,04	3,23	Vérifiée
3	0,8456	0,5837	4,23	2,92	1,29	0,98	3,23	Vérifiée
2	0,5878	0,3878	2,94	1,94	1,18	0,86	3,23	Vérifiée
1	0,3524	0,2152	1,76	1,08	1,04	0,67	3,23	Vérifiée
RDC	0,1447	0,0807	0,72	0,40	0,72	0,40	4,08	Vérifiée

A partir des résultats de l'analyse il vient que :

Les déplacements latéraux inter-étages sont vérifiés dans le modèle final.

- **Vérification de l'effort normal réduit : (Art. 7.4.3.1, RPA 99/version2003) [2].**

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0,3 \quad [2]$$

Où :

-**v** : effort normal réduit

-**N_d** : effort normal de compression sous sollicitations accidentelles.

-**B_c** : section brute de l'élément.

-**f_{c28}** : résistance caractéristique du béton.

Bien que les portiques ne reprennent que les charges verticales, Nous avons jugé important de vérifier les poteaux sous les combinaisons sismiques.

G+Q+Ex

G+Q+Ey

Tableau IV.16 : Vérification de l'effort normal réduit.

Niveau	S _{poteaux}	aire (cm ²)	N _d (KN)	v	VRPA	Observations
RDC	55 x 55	3025	2039,2406	0,270	0,3	<i>vérifiée</i>
1^{ème}	50 x 50	2500	1472,8226	0,236	0,3	<i>vérifiée</i>
2^{ème}	50 x 50	2500	1132,2987	0,181	0,3	<i>vérifiée</i>
3^{ème}	45 x 45	2025	783,0083	0,155	0,3	<i>vérifiée</i>
4^{ème}	45 x 45	2025	595,6451	0,118	0,3	<i>vérifiée</i>
5^{ème}	40 x 40	1600	423,517	0,106	0,3	<i>vérifiée</i>
6^{ème}	40 x 40	1600	355,4211	0,089	0,3	<i>vérifiée</i>
7^{ème}	35 x 35	1225	253,1568	0,083	0,3	<i>vérifiée</i>
8^{ème}	35 x 35	1225	186,4068	0,061	0,3	<i>vérifiée</i>
9^{ème}	30 x 30	900	81,2426	0,036	0,3	<i>vérifiée</i>

IV.6 Justification vis à vis de l'effet P-Δ

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

$$\theta = \frac{P_K \Delta_K}{V_K h_K} \leq 0,10 \text{ "RPA99 version 2003" [2]}$$

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

$$P_K = \sum_{i=K}^n (W_{Gi} + \beta W_{Qi})$$

V_K : Effort tranchant d'étage au niveau "K"

$$V_K = F_t + \sum_{i=K}^n F_i$$

Δ_K : Déplacement relatif du niveau "K" par rapport à "K-1"

h_K : Hauteur de l'étage "K"

- Si $0,10 < \theta_K \leq 0,20$, Les effets P-Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l'action sismique calculés au moyen d'une analyse élastique du 1^o ordre par le facteur $\frac{1}{(1-\theta_K)}$
- Si $\theta_K > 0,20$, la structure est partiellement instable et doit être redimensionnée.

Avec:

$$\begin{cases} F_t = 0 & \text{si } T \leq 0,7s \\ F_t = 0,07TV & \text{si } T > 0,7s \end{cases}$$

Les résultats obtenus sont regroupés dans les tableaux suivants :

Tableau IV.17: Vérification de l'effet P- Δ du modèle final.

Niveaux	P_K (kN)	Δ_x 10^{-2} (m)	Δ_y 10^{-2} (m)	V_{Kx} (kN)	V_{Ky} (kN)	h_K (cm)	θ_x	θ_y	$\theta(x \text{ ou } y)$ $\leq 0,1$
9	4554,774	0,88	0,91	494,3175	468,8557	408	0,025	0,028	OK
8	8851,4382	0,99	0,97	868,8763	786,6566	323	0,031	0,034	OK
7	13148,102	1,15	1,03	1179,408	1036,9642	323	0,040	0,040	OK
6	17562,799	1,19	1,06	1434,215	1250,3522	323	0,045	0,046	OK
5	21977,493	1,29	1,07	1655,222	1431,1632	323	0,053	0,051	OK
4	26527,177	1,27	1,04	1848,337	1591,7678	323	0,056	0,054	OK
3	31076,862	1,29	0,98	2020,436	1731,7643	323	0,061	0,054	OK
2	35778,492	1,18	0,86	2159,957	1844,7669	323	0,060	0,052	OK
1	40480,123	1,04	0,67	2266,243	1937,2331	323	0,057	0,044	OK
RDC	45700,325	0,72	0,40	2331,003	1993,9503	323	0,035	0,023	OK

➤ On constate d'après le (tableau IV.17) que la structure étudiée est justifiée vis à vis de l'effet P- Δ .

IV.7 Justification du coefficient de comportement

Pour un système de contreventement de structure en portiques par des voiles en béton armé (structure **4a** selon **RPA99 version 2003**) [2] le coefficient de comportement dynamique R est pris égale à **5** ; néanmoins il y a lieu de vérifier que :

- Les voiles de contreventement doivent reprendre au plus 20% des sollicitations dues aux charges verticales.
- Les charges horizontales sont reprises conjointement par les voiles et les portiques proportionnellement à leurs rigidités relatives ainsi que les sollicitations résultant 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 d'étage.

- Effort normal total à la base de la structure $P_{Tot} = 48725,4514 \text{ kN}$.
- L'effort normal à la base repris par les voiles $P_{voiles} = 7043,7401 \text{ kN}$.

➤ **Efforts normal à ELS :**

- Voiles :

- $V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} < 20 \% \dots\dots$ vérifié.
- $V_{ELS} = \frac{E_{Voiles}}{E_{Totale}} = \frac{7043,7401}{48725,451} = 0,1446 \Rightarrow 14,46\% < 20 \% \dots\dots$ vérifié.

➤ **Effort tranchant :**

- Poteaux :

- $V_{EX} = \frac{E_{Poteaux}}{E_{Totale}} > 25\% \dots\dots$ vérifié.
- $V_{EY} = \frac{E_{Poteaux}}{E_{Totale}} > 25\% \dots\dots$ vérifié.
- $V_{EX} = \frac{E_{Poteaux}}{E_{Totale}} = \frac{871,3381}{2331,0029} = 0,3738 \Rightarrow 37,38\% > 25\% \dots\dots$ vérifié.
- $V_{EY} = \frac{E_{Poteaux}}{E_{Totale}} = \frac{452,1449}{1993,946} = 0,26 \Rightarrow 26\% > 25\% \dots\dots$ vérifié.

Tableau IV.18 : Distribution des efforts sur les voiles et le portique

Niveaux	E Poteau(KN)		E Total (KN)		Ep/Et(%)		observations	
	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey	Ex	Ey
9	391,3758	351,2905	494,2988	468,8544	79,18	74,93	Ok	Ok
8	605,3662	495,1248	868,8631	786,6554	69,67	62,94	Ok	Ok
7	640,3193	491,7699	1179,3945	1036,963	54,29	47,42	Ok	Ok
6	893,1283	687,1316	1434,2052	1250,352	62,27	54,96	Ok	Ok
5	892,5669	654,9029	1655,2137	1431,163	53,92	45,76	Ok	Ok
4	1094,891	806,2593	1848,3276	1591,768	59,24	50,65	Ok	Ok
3	1152,929	785,9189	2159,9385	1844,767	53,38	42,6	Ok	Ok
2	1069,888	639,2034	2266,2164	1937,23	47,21	33	Ok	Ok
1	1069,888	639,2034	2266,2164	1937,233	49,44	27,45	Ok	Ok
RDC	871,3381	452,1449	2331,0029	1993,946	37,38	26	Ok	Ok

- **Les conditions sont vérifiées donc le coefficient de comportement dynamique R est pris égal à 5**

Chapitre V

Calcul des éléments principaux

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments principaux sera fait conformément aux « **BAEL 91 modifié 99** » et « **RPA 99 modifié 2003** ».

Les éléments principaux calculés dans ce chapitre sont :

- Poteaux.
- Poutres.
- Voiles.

V.1.1. Hypothèses :

Pour faciliter le calcul des quantités d'armatures longitudinales nécessaires dans les éléments structuraux, nous allons introduire les simplifications suivantes :

- ✓ La section d'armatures dans les poteaux sera calculée pour chaque poteau, ce qui n'est pas le cas pour une étude destinée à l'exécution (où l'on adopte généralement le même ferrailage pour les poteaux du même niveau) ;
- ✓ Les poutres seront ferrillées avec la quantité maximale nécessaire sur chaque travée ;
- ✓ La section minimale à prévoir pour chaque élément est celle donnée par le règlement parasismique. Seule la variation de la quantité d'armatures longitudinales est à considérer, car pour la majorité des cas, la quantité d'armatures transversales minimales imposées par le RPA dépasse de loin la quantité nécessaire.

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** (déviée) (M, N) qui est due à l'excentricité de l'effort normal " N " par rapport aux axes de symétrie, et à un moment fléchissant " M " dans le sens longitudinal et transversal (M_{x-x}), (M_{y-y}).

Une section soumise à la flexion composée peut se présenter suivant l'un des trois cas suivants :

- Section entièrement tendue : S.E.T.

- Section entièrement comprimée : S.E.C.
- Section partiellement comprimée : S.P.C.

Les armatures sont obtenues à l'état limite ultime (ELU) sous l'effet des sollicitations les plus défavorables suivant les deux sens (longitudinal et transversal) et dans les situations suivantes :

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

Situation	Béton			Acier		
	γ_b	f_{c28} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	γ_s	f_e (MPa)	σ_s (MPa)
Durable	1,5	25	14,2	1,15	400	348
Accidentelle	1,15	25	18,48	1	400	400

➤ **Combinaison d'action**

En fonction du type de sollicitations, nous distinguons les différentes combinaisons suivantes:

Tableau V.2 : Combinaison d'action.

Combinaison d'action			
Selon CBA 93		Selon RPA 99	
Situation durable		Situation accidentelle	
ELU	ELS	G+Q±E	0,8G±E
1,35G+1,5Q	G+Q		

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

A partir de ces combinaisons, on distingue les cas suivants afin d'accéder à la combinaison d'effort la plus défavorable.

- Effort normal maximal et le moment correspondant (N^{\max} , M^{corr}).
- Le moment maximum et l'effort correspondant (M^{\max} , N^{corr}).
- Effort normal minimal et le moment correspondant (N^{\min} , M^{corr}).

Avec : « *corr*: signifie correspondant ».

V.2.2 Recommandations du « BAEL91 modif 99 » :

La section A_s des armatures longitudinales doit respecter les conditions suivantes :

$$A_s = \text{Max} \left\{ \begin{array}{l} A_s = 4 \times U \text{ (} U: \text{ périmètre en mètre avec } A_s \text{ en cm}^2 \text{)} \\ 0,2\% \leq \frac{A_s}{B} \leq 5\% \end{array} \right.$$

B : Section brute du béton.

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:

$$*0,8\% < \frac{A_s}{B} < 3\% \quad \text{Zone courante (Z.C)}$$

$$*0,8\% < \frac{A_s}{B} < 6\% \quad \text{Zone de recouvrement (Z.R)}$$

Avec :

A_s : La section d'acier.

B : Section du béton [cm^2].

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de $40\emptyset$ 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 (zones critiques).
- - pour la zone nodale dans les poteaux, les longueurs à prendre en compte pour chaque barresont données dans la figure ci-dessous

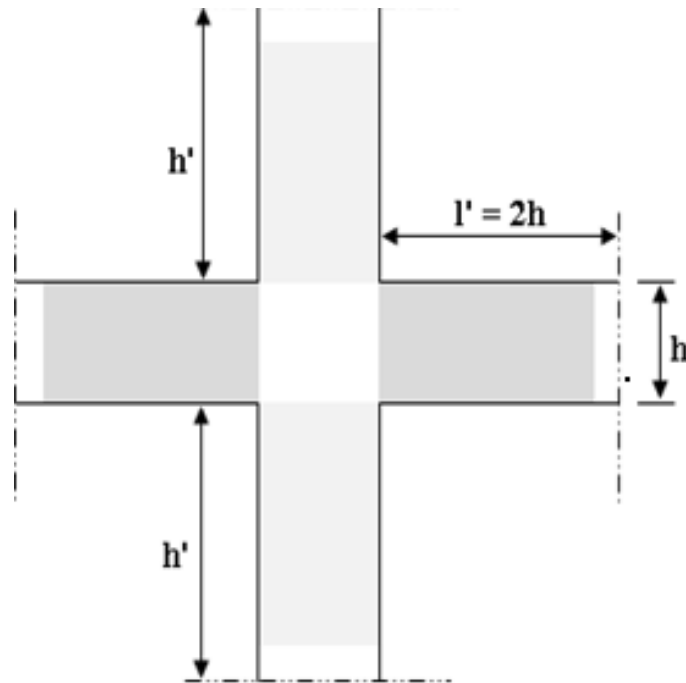


Figure .V.1 : Zone Nodale.

$$h' = \text{Max}\left(\frac{h_e}{6}; b_1; h_1; 60\text{cm}\right)$$

h_e : la hauteur d'étage.

b_1 et h_1 : dimensions du poteau.

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 ferrillage des sections.

1. Situation durable

- Combinaison : $ELU=1,35G+1,5Q$.

➤ (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau.V.3 : Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s,\text{min}}$ RPA
9 ^{ème}	30x30	-16,0166	0,2051	0	0	7,2
8 ^{ème}	35x35	-67,7992	0,1323	0	0	9,8
7 ^{ème}	35x35	-104,4042	0,1165	0	0	9,8
6 ^{ème}	40x40	-165,727	0,1957	0	0	12,8
5 ^{ème}	40x40	-217,4539	0,2838	0	0	12,8
4 ^{ème}	45x45	-299,4019	0,3506	0	0	16,2
3 ^{ème}	45x45	-362,4647	0,5516	0	0	16,2
2 ^{ème}	50x50	-460,735	0,6884	0	0	20
1 ^{er}	50x50	-530,4754	0,2706	0	0	20
RDC	55x55	-643,5288	1,5446	0	0	24,2

➤ (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau .V.4 : Ferrailages des poteaux situation durable (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kn]	M^{\max} [kn.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
9 ^{ème}	30x30	-44,822	24,3643	2,05	0	7,2
8 ^{ème}	35x35	-103,9339	29,534	1,22	0	9,8
7 ^{ème}	35x35	-164,9776	24,0974	0	0	9,8
6 ^{ème}	40x40	-235,8681	30,3586	0	0	12,8
5 ^{ème}	40x40	-308,0671	23,7173	0	0	12,8
4 ^{ème}	45x45	-389,4471	27,1828	0	0	16,2
3 ^{ème}	45x45	-470,0524	20,763	0	0	16,2
2 ^{ème}	50x50	-558,7756	20,9751	0	0	20
1 ^{er}	50x50	-1115,446	17,8941	0	0	20
RDC	55x55	-1222,286	9,4125	0	0	24,2

➤ (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.5: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
9 ^{ème}	30x30	-197,3524	-1,7149	0	0	7,2
8 ^{ème}	35x35	-384,3745	-1,82	0	0	9,8
7 ^{ème}	35x35	-571,5766	-1,2874	0	0	9,8
6 ^{ème}	40x40	-762,0184	-1,6524	0	0	12,8
5 ^{ème}	40x40	-953,3059	-1,2594	0	0	12,8
4 ^{ème}	45x45	-1149,812	-1,3503	0	0	16,2
3 ^{ème}	45x45	-1348,018	0,3613	0	0	16,2
2 ^{ème}	50x50	-1553,027	0,237	0	0	20
1 ^{er}	50x50	-1760,194	-1,0169	0	0	20
RDC	55x55	-1984,807	-1,8586	0	0	24,2

2. Situation accidentelle

• Combinaison : G+Q+E

➤ (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau.V.6: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
9 ^{ème}	30x30	1,8727	14,0775	1,35	0	7,2
8 ^{ème}	35x35	-57,7404	56,9287	3,95	0	9,8
7 ^{ème}	35x35	-86,0439	55,4433	3,47	0	9,8
6 ^{ème}	40x40	-115,4661	86,2193	4,7	0	12,8
5 ^{ème}	40x40	-141,7574	79,0951	3,84	0	12,8
4 ^{ème}	45x45	5,2115	6,3324	0,45	0	16,2
3 ^{ème}	45x45	39,0989	11,0836	1,18	0	16,2
2 ^{ème}	50x50	98,5443	27,6789	2,78	0	20
1 ^{er}	50x50	315,8749	37,3169	6,07	0	20
RDC	55x55	742,3898	62,3451	12,46	0	24,2

➤ (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau.V.7: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kn]	M^{\max} [kn.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
9 ^{ème}	30x30	-93,6495	35,4188	2,27	0	7,2
8 ^{ème}	35x35	-57,7524	56,9343	3,95	0	9,8
7 ^{ème}	35x35	-86,0664	55,4485	3,47	0	9,8
6 ^{ème}	40x40	-115,5003	86,226	4,7	0	12,8
5 ^{ème}	40x40	-141,8063	79,1015	3,84	0	12,8
4 ^{ème}	45x45	-169,4854	107,683	4,6	0	16,2
3 ^{ème}	45x45	-194,5749	93,7043	3,37	0	16,2
2 ^{ème}	50x50	-222,6797	110,0003	3,26	0	20
1 ^{er}	50x50	-250,7691	94,0566	1,99	0	20
RDC	55x55	-899,9855	78,2851	0	0	24,2

➤ (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau.V.8 : Ferrillages des poteaux situation durable (N^{\min} ; M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
9 ^{ème}	30x30	-148,935	-21,6004	0,14	0	7,2
8 ^{ème}	35x35	-288,896	-30,5162	0	0	9,8
7 ^{ème}	35x35	-428,8709	-28,8102	0	0	9,8
6 ^{ème}	40x40	-571,0725	-39,2776	0	0	12,8
5 ^{ème}	40x40	-713,6547	-36,5572	0	0	12,8
4 ^{ème}	45x45	-859,7809	-47,5245	0	0	16,2
3 ^{ème}	45x45	-1008,743	-50,0471	0	0	16,2
2 ^{ème}	50x50	-1171,481	-20,1809	0	0	20
1 ^{er}	50x50	-1472,823	-30,1438	0	0	20
RDC	55x55	-2039,241	-58,2621	0	0	24,2

•Combinaison : 0,8G+E

➤ (N^{\max} , M^{corr}) :

Tableau.V.9: Ferrillages des poteaux situation accidentelle (N^{\max} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\max} [kn]	M^{corr} [kn.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\text{min}}$ RPA
9 ^{ème}	30x30	6,6884	0,6182	0,15	0	7,2
8 ^{ème}	35x35	17,8906	1,3103	0,34	0	9,8
7 ^{ème}	35x35	12,3347	8,7577	0,86	0	9,8
6 ^{ème}	40x40	3,1607	4,9119	0,38	0	12,8
5 ^{ème}	40x40	26,6723	8,5408	0,94	0	12,8
4 ^{ème}	45x45	62,683	9,2076	1,37	0	16,2
3 ^{ème}	45x45	108,6717	13,3089	2,21	0	16,2
2 ^{ème}	50x50	238,151	30,7207	4,72	0	20
1 ^{er}	50x50	459,7457	33,3676	7,64	0	20
RDC	55x55	908,9451	62,0691	14,53	0	24,2

➤ (M^{\max} , N^{corr}) :

Tableau .V.10: Ferrailages des poteaux situation accidentelle (M^{\max} , N^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{corr} [kn]	M^{\max} [kn.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
9 ^{ème}	30x30	-18,6295	36,6505	3,33	0	7,2
8 ^{ème}	35x35	-37,6183	59,1515	4,39	0	9,8
7 ^{ème}	35x35	-53,378	57,2665	4,03	0	9,8
6 ^{ème}	40x40	-68,4365	88,5222	5,44	0	12,8
5 ^{ème}	40x40	-80,0746	80,8602	4,72	0	12,8
4 ^{ème}	45x45	-91,4448	109,6505	5,68	0	16,2
3 ^{ème}	45x45	-100,3622	95,1491	4,62	0	16,2
2 ^{ème}	50x50	-110,9168	111,4008	4,72	0	20
1 ^{er}	50x50	-122,0217	95,0518	3,65	0	20
RDC	55x55	-549,5059	77,8929	0	0	24,2

➤ (N^{\min} , M^{corr}) :

Tableau V.11: Ferrailages des poteaux situation durable (N^{\min} , M^{corr}).

Niveaux	Section [cm ²]	N^{\min} [kn]	M^{corr} [kn.m]	A_s [cm ²]	A_s' [cm ²]	$A_{s\min}$ RPA
9 ^{ème}	30x30	-110,1696	-21,4818	0,61	0	7,2
8 ^{ème}	35x35	-207,9943	-30,277	0	0	9,8
7 ^{ème}	35x35	-305,8766	-28,5779	0	0	9,8
6 ^{ème}	40x40	-405,5488	-39,5377	0	0	12,8
5 ^{ème}	40x40	-507,0795	-39,8953	0	0	12,8
4 ^{ème}	45x45	-622,9372	-49,4734	0	0	16,2
3 ^{ème}	45x45	-740,39	-49,522	0	0	16,2
2 ^{ème}	50x50	-986,7372	-30,7214	0	0	20
1 ^{er}	50x50	-1308,044	-33,3683	0	0	20
RDC	55x55	-1840,286	-59,6115	0	0	24,2

V.2.4 Choix des armatures :

Tableau .V.12 : Choix des armatures des poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	A _s ^{cal} (cm ²) D'une seul cote	A _s ^{total} (cm ²)	A _s ^{min} (cm ²)	As min BAEL (cm ²)		A _s ^{max} (Z.R) (cm ²)	A _s ^{max} (Z.C) (cm ²)	Choix des armatures	A _s ^{adp} (cm ²)
					4× U	0,2 %B				
9 ^{ème}	30x30	3,33	6,66	7,2	4,8	1,8	54	27	12T12	13,56
8 ^{ème}	35x35	4,39	8,78	9,8	5,6	2,45	73,5	36,75	12T12	13,56
7 ^{ème}	35x35	4,03	8,06	9,8	5,6	2,45	73,5	36,75	12T12	13,56
6 ^{ème}	40x40	5,44	10,88	12,8	6,4	3,2	96	48	12T12	13,56
5 ^{ème}	40x40	4,72	9,44	12,8	6,4	3,2	96	48	12T12	13,56
4 ^{ème}	45x45	5,68	11,36	16,2	7,2	4,05	121,5	60,75	4T12+8T14	16,84
3 ^{ème}	45x45	4,62	9,24	16,2	7,2	4,05	121,5	60,75	4T12+8T14	16,84
2 ^{ème}	50x50	4,72	9,44	20	8	5	150	75	4T14+8T16	22,24
1 ^{er}	50x50	7,64	15,28	20	8	5	150	75	4T14+8T16	22,24
RDC	55x55	14,53	29,06	24,2	8,8	6,05	181,5	90,75	4T14+8T20	31,28

➤ **Armatures transversales**

V.2.5 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 :** $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28} = 15MPa$

➤ **Acier:**

-Fissuration peu nuisible (non préjudiciable).....Pas de vérification

-Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \zeta_s = \text{Min}\left(\frac{2}{3}f_e, \max(0,5f_e; 110\sqrt{\eta f_{ij}})\right)$

-Fissuration très préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = 0,8\zeta_s$.

Avec : $\eta=1,6$ pour les aciers H.A .

Dans notre cas la fissuration est considérée peu nuisible (**non préjudiciable**) : **pas de vérification.**

V.2.6 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 : $\tau_u = \frac{T_u}{bd} \leq \bar{\tau}_u$ Poteau rectangulaire.

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.

La contrainte de cisaillement est limitée par une contrainte admissible $\bar{\tau}_u$ égale à :

Selon le **BAEL 91 [3]**

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,13f_{c28}, 5MPa)$ Fissuration peu nuisible.

$\bar{\tau}_u = \text{Min} (0,10f_{c28}, 4MPa)$Fissuration préjudiciable et très préjudiciable.

Selon **RPA99 ver.03 [2]**

$$\bar{\tau}_u = \rho_d \cdot f_{c28}$$

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

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

Avec :

λ : L'élancement du poteau ; $\left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right)$

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 :

Tableau .V.13 : Vérification de la contrainte de cisaillement pour les poteaux.

Niveaux	Sections (cm ²)	T _u (kN)	τ _u (MPa)	λ	ρ _d	$\bar{\tau}_u^{RPA}$ (MPa)	$\bar{\tau}_u^{CBA\ 93}$ (MPa)	Vérification
9 ^{ème}	30x30	26,5515	0,295	26,11	0.075	1.875	3,25	OK
8 ^{ème}	35x35	37,6495	0,307	22,38	0.075	1.875	3,25	OK
7 ^{ème}	35x35	35,249	0,29	22,38	0.075	1.875	3,25	OK
6 ^{ème}	40x40	48,4068	0,303	19,58	0.075	1.875	3,25	OK
5 ^{ème}	40x40	43,2008	0,270	19,58	0.075	1.875	3,25	OK
4 ^{ème}	45x45	52,7338	0,260	17,41	0,075	1,875	3,25	OK
3 ^{ème}	45x45	45,4529	0,224	17,41	0,075	1,875	3,25	OK
2 ^{ème}	50x50	48,5557	0,194	15,66	0,075	1,875	3,25	OK
1 ^{er}	50x50	41,7027	0,167	15,66	0,075	1,875	3,25	OK
RDC	55x55	27,8874	0,09	17,99	0,075	1,875	3,25	OK

V.2.7 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[1]** :

$$\left\{ \begin{array}{l} S_t \leq \text{Min}(0,9d;40\text{cm}) \\ \varphi_t \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \varphi_l\right) \\ \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \text{Max}\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right) \end{array} \right.$$

A_t : Section d'armatures transversales ;

b: Largeur de la section droite ;

h: Hauteur de la section droite ;

S_t : Espacement des armatures transversales ;

Ø_t : Diamètre des armatures transversales ;

Ø_l : Diamètre des armatures longitudinales.

- Selon le RPA99 version 2003 [2] :

$$\frac{A_t}{S_t} = \frac{\rho_a T_u}{h f_e}$$

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;

$\rho_a=2,5$si $\lambda_g \geq 5$;

$\rho_a=3,75$si $\lambda_g < 5$;

λ_g : Espacement géométrique.

- L'espacement des armatures transversales est déterminé comme suit :

$$S_t \leq \text{Min}(10\phi_l; 15\text{cm}) \dots\dots\dots \text{Zone nodale (zone IIa)} ;$$

$$S_t \leq (15\phi_l) \dots\dots\dots \text{Zone courante (zone IIa)} ;$$

ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

- La quantité d'armatures transversales minimale $\frac{A_t}{S_t b}$ en (%) est donnée comme suite :

$$\begin{cases} 0,3\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0,8\% \dots\dots\dots \text{si } \lambda_g \geq 3 \\ \text{Interpolation} \dots\dots \text{si } 3 < \lambda_g < 5 \end{cases}$$

$$\lambda_g : \text{L'élancement géométrique du poteau } \left(\lambda_g = \frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$$

a et b : Dimension de la section droite du poteau ;

L_f : Longueur du flambement du poteau ;

Pour les armatures transversales $f_e=400\text{MPa}$ (FeE400).

Le tableau suivant rassemble les résultats des espacements maximums des poteaux :

Tableau.V.14: Espacement maximale selon RPA99 des poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	Ferrailage Longitudinal	Ø _l (mm)	S _t (cm)	
				Zone nodale	Zone courante
9 ^{ème}	30x30	12T12	12	12	18
8 ^{ème}	35x35	12T12	12	12	18
7 ^{ème}	35x35	12T12	12	12	18
6 ^{ème}	40x40	12T12	12	12	18
5 ^{ème}	40x40	12T12	12	12	18
4 ^{ème}	45x45	4T12+8T14	14-12	12	18
3 ^{ème}	45x45	4T12+8T14	14-12	12	18
2 ^{ème}	50x50	4T14+8T16	14-16	14	21
1 ^{er}	50x50	4T14+8T16	14-16	14	21
RDC	55x55	4T14+8T20	14-20	14	21

- Le choix des armatures transversales est regroupé dans le tableau suivant :

Tableau.V.15 : Choix des armatures transversales pour les poteaux.

Niveaux	Section (cm ²)	L _f (m)	λ _g (%)	ρ _a	T _u ^{max} (kN)	Zone	S _t (cm)	A _t ^{cal} (cm ²)	A _t _{min} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
9 ^{ème}	30x30	2,261	7,54	2,5	26,5515	N	12	0,66	1,08	4T8	2,01
						C	18	0,99	1,62	4T8	2,01
8 ^{ème}	35x35	2,261	6,46	2,5	37,6495	N	12	0,81	1,26	4T8	2,01
						C	18	1,21	1,89	4T8	2,01
7 ^{ème}	35x35	2,261	6,46	2,5	35,249	N	12	0,76	1,26	4T8	2,01
						C	18	1,13	1,89	4T8	2,01
6 ^{ème}	40x40	2,261	5,65	2,5	48,4068	N	12	0,91	1,44	4T8	2,01
						C	18	1,36	2,16	4T8	2,01
5 ^{ème}	40x40	2,261	5,65	2,5	43,2008	N	12	0,81	1,44	4T8	2,01
						C	18	1,22	2,16	4T8	2,01
4 ^{ème}	45x45	2,261	5,02	2,5	52,7338	N	12	0,88	1,62	4T8	2,01
						C	18	1,32	2,43	4T8	2,01
3 ^{ème}	45x45	2,261	5,02	2,5	45,4529	N	12	0,76	1,62	4T8	2,01
						C	18	1,14	2,43	4T8	2,01
2 ^{ème}	50x50	2,261	4,522	3,75	48,5557	N	14	1,27	5,6	12T8	6
						C	21	1,91	8,4	11T10	8,64
1 ^{er}	50x50	2,261	4,522	3,75	41,7027	N	14	1,09	5,6	12T8	6
						C	21	1,64	8,4	11T10	8,64
RDC	55x55	2,856	5,19	2,5	27,8874	N	14	0,44	2,31	7T8	3,52
						C	21	0,67	3,46	7T8	3,52

Longueur de recouvrement

- La longueur minimale de recouvrement est de : $L_r = 40\phi_1$ en zone IIa.

Pour :

- T20..... L_r=80 cm.
- T16..... L_r=64 cm.
- T14..... L_r=56 cm.
- T12.....L_r=48 cm.

V.2.8 Ferrailage des Poteaux du Sous-sol :

Les poteaux du sous-sol sont calculés à la compression simple, le ferrailage est donné par :

$$A_s \geq \left(\frac{N_u}{\alpha} - \frac{B_r}{0,9} \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \frac{\gamma_s}{f_e}$$

B_r : Section réduite du poteau considéré ($B_r = (a-2)(b-2)$) cm²
 α : Coefficient dépendant de l'élançement.

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

$$\lambda = \frac{L_f}{i} \dots\dots \text{poteau carrée}$$

L_f : Longueur de flambement.

i : Rayon de giration ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$).

I : Moment d'inertie de la section du poteau dans la direction considéré.

$B_r = (a-0,02)(b-0,02)$ [m²]. Poteau rectangulaire.

N_u : L'effort normal maximal au niveau des poteaux du sous-sol.

La longueur de flambement $L_f = 0,7l_0$.

• **Calcul de l'effort normal pondéré**

Prenons le poteau le plus sollicité dont l'effort normal est de:

$$N_{u(RDC)} = 1984,81 \text{KN}$$

Plancher RDC..... $13 \times 5,44 = 70,72 \text{ KN}$.

Poids des poutre principale..... $0,35 \times 0,30 \times 25 \times 4 = 10,5 \text{ KN}$.

Poids des poutre secondaire..... $0,3 \times 0,3 \times 25 \times (3,05 - 0,55) = 5,625 \text{ KN}$.

Poids du poteau $25 \times (2,90 - 0,35) \times (0,55 \times 0,55) = 19,28 \text{ KN}$

$$G_{\text{sous-sol}} = 106,129 \text{KN}$$

➤ Surcharge d'exploitation : $Q_{RDC} = 5 \times 13 = 65 \text{ kN}$

$$Q_{SS1} = 5 \times 13 = 65 \text{ kN}$$

$$Q_{\text{Total}} = 130 \text{ kN}$$

$$N_{u1} = 1,35G + 1,5Q = 338,27 \text{ kN}$$

Donc l'effort normal total revenant aux poteaux de sous-sol :

$$N_{u(ss)} = N_{u(RDC)} + N_{u1} = 2323,08 \text{ kN}$$

• **Calcul du ferrailage :**

Le sous-sol est de section rectangle : $B = 55 \times 55 \text{ cm}^2$

• $i = \frac{a}{\sqrt{12}} = 15,88 \text{ cm}$

b. $\lambda = \frac{L_f}{i}$ avec $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{bh^3/12}{bh}} = \frac{h}{\sqrt{12}}$ on doit assurer que $\lambda \leq 35$

$$\left(\lambda = \frac{L_f \times \sqrt{12}}{a} \right) = \frac{2,856 \times \sqrt{12}}{0,55} = 17,99 \leq 35$$

• $\alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = 0,81$

• $Br = (55 - 2)(55 - 2) = 2809 \text{ cm}^2$

D'où :

$$A_s \geq \left(\frac{2 \cdot 323,08 \cdot 10^3}{0,81} - \frac{2809 \cdot 10^2}{0,9} \cdot \frac{25}{1,5} \right) \frac{1,15}{400} = -67,09 \text{ cm}^2 \Rightarrow A_s < 0$$

Le ferrailage se fait par rapport $A_s^{\min} = 0,8\%B$ selon RPA99 version 2003

$$A_s = A_s^{\min} = 24,2 \text{ cm}^2.$$

Le calcul en compression simple du poteau le plus sollicité au niveau du sous-sol sous un effort normal à la base égale «**2323,08 kN**» a donné une section inférieure à celle exigée par l'**RPA VERS2003** ($A_{s\min} = 24,2 \text{ cm}^2$), ce qui nous ramène à choisir la même section d'armature des poteaux du RDC, soit :

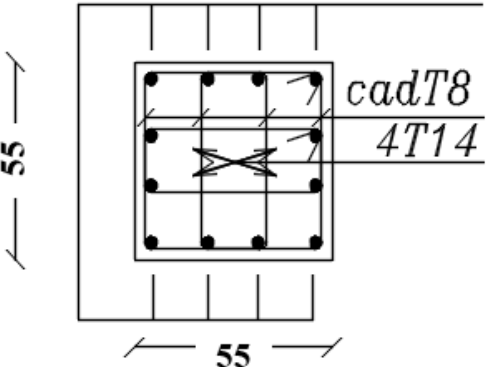
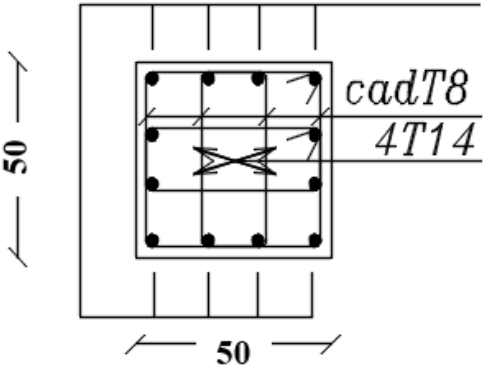
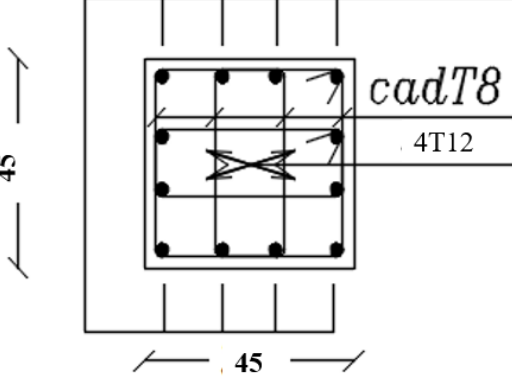
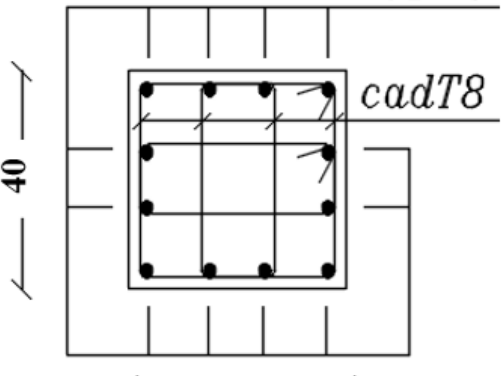
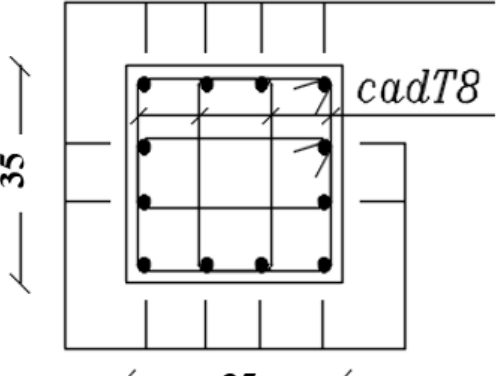
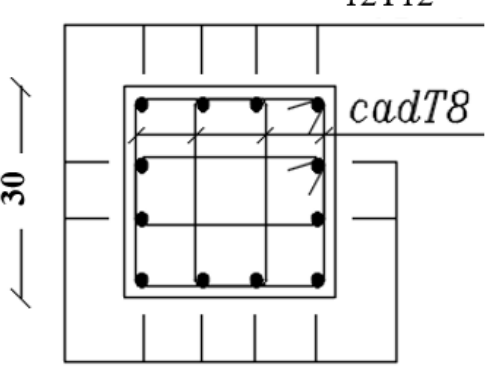
$$A_s = 4T14 + 8T20 = 31,28 \text{ cm}^2$$

• **Ferrailage transversal :**

On garde le même ferrailage que celui des poteaux du RDC.

V.2.9 Schéma de ferrailage des poteaux :

Tableau V.16: Schémas de ferrailage de poteaux.

<p style="text-align: right;"><i>8T20</i></p>  <p style="text-align: center;">55</p>	<p style="text-align: right;"><i>8T16</i></p>  <p style="text-align: center;">50</p>
<p style="text-align: center;">Poteau S-Sol + Poteau RDC</p>	<p style="text-align: center;">Poteau 1^{er}+2^{ème}</p>
<p style="text-align: right;"><i>8T14</i></p>  <p style="text-align: center;">45</p>	<p style="text-align: right;"><i>12T12</i></p>  <p style="text-align: center;">40</p>
<p style="text-align: center;">Poteau 3^{ème} + 4^{ème}</p>	<p style="text-align: center;">Poteau 5^{ème} + 6^{ème}</p>
<p style="text-align: right;"><i>12T12</i></p>  <p style="text-align: center;">35</p>	<p style="text-align: right;"><i>12T12</i></p>  <p style="text-align: center;">30</p>
<p style="text-align: center;">Poteau 7^{ème} + 8^{ème}</p>	<p style="text-align: center;">Poteau 9^{ème}</p>

V.3. Ferrailage des poutres :**V.3.1 Introduction**

Les poutres sont des éléments horizontaux qui ont pour rôle la reprise des charges leurs revenant des dalles et planchers et de les transmettre aux poteaux.

V.3.2 Les combinaisons d'actions

Le calcul du ferrailage des éléments résistants doit se faire sous l'action des sollicitations déterminées par les combinaisons données par les réglementations en vigueur.

Tableau V.17 : Combinaison d'action.

Combinaison d'action			
Selon CBA 93: [1]		Selon RPA 99 : [2]	
Situation durable		Situation accidentelle	
ELU	ELS	G+Q±E	0,8G±E
1,35G+1,5Q	G+Q		

Avec :

G : Charges permanentes.

Q : Surcharge d'exploitation.

E : Action du séisme.

V.3.2 Recommandations des règlements

- Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5 % en toute section [2].
- Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux des poteaux est de :
 - 4 % en zone courante.
 - 6 % en zone de recouvrement.
- La longueur minimale de recouvrement est de $40 \varnothing$ en zone IIa [2].
- L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué avec des crochets à 90° .
- La quantité d'armatures transversales " A_t ", est donnée par : $A_t = 0,003 \times St \times L$

Avec :

L : longueur de la poutre.

St : espacement de deux cadres consécutifs, il est donné par :

$$\begin{cases} St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) & Z.N. \\ St \leq \frac{h}{4} & Z.C. \end{cases}$$

h : Hauteur de la poutre.

∅ : Diamètre maximale des barres d'acier longitudinales.

V.3.3 Calcul du ferrailage

La structure ne comporte deux types de poutres :

Poutre principale 30 x 35.

Poutre secondaire 30 x 30.

Les poutres travaillent en flexion simple.

On note :

As : Section d'armatures tendus.

As' : Section d'armatures comprimés.

Les tableaux qui regroupent tous les résultats des efforts ainsi que les sections et le choix d'armatures calculées par **SOCOTEC** pour chaque type de poutres sous les différentes combinaisons de charge.

Tableau V.18: Ferrailage des poutres principales et secondaires.

Section	Situation	Position	M _{max} (kN.m)	As (cm ²)	As' (cm ²)	As min (cm ²)	As max (Z.C)	As max (Z.R)
30 x 35	S.D.T (ELU)	Travée	9,68	0,89	0	5,25	42	63
		Appui	76,792	0	7,83	5,25	42	63
	S.A (G+Q+E)	Travée	20,21	1,64	0	5,25	42	63
		Appui	98,34	0	8,70	5,25	42	63
	S.A (0,8G+E)	Travée	28,25	2,30	0	5,25	42	63
		Appui	82,06	0	7,11	5,25	42	63
30 x 30	S.D.T (ELU)	Travée	6,14	0,67	0	4,5	36	54
		Appui	33,78	0	3,91	4,5	36	54
	S.A (G+Q+E)	Travée	7,37	0,7	0	4,5	36	54
		Appui	49,79	0	5,05	4,5	36	54
	S.A (0,8G+E)	Travée	7,29	0,69	0	4,5	36	54
		Appui	42,82	0	4,30	4,5	36	54

Tableau V.19: Choix d'armatures longitudinales des poutres principales et secondaires.

Section	Position	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)
30x35	Travée	3T16	6,06
	Appui	6T14	9,24
30x30	Travée	3T14	4,62
	Appui	5T14	7,70

V.3.3 Vérifications Condition de non-fragilité

BAEL91 :

*Condition de non fragilité :

$$A_{min} \gg 0,23 * b * d * \frac{f_{c28}}{f_e} \quad (A.4.2) [3]$$

$$A_s \geq A_{min} s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 1,14 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre principale})$$

$$A_s \geq A_{min} s = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{c28}}{f_e} = 0,97 \text{ cm}^2 \quad (\text{Poutre secondaire})$$

En travée : A travée = 6,06 cm² > A_{min} s = 1,14 cm² Vérifiée.

Sur appui : A appui = 9,24 cm² > A_{min} s = 1,14 cm² Vérifiée.

En travée : A travée = 4,62 cm² > A_{min} s = 0,97 cm² Vérifiée.

Sur appui : A appui = 7,70 cm² > A_{min} s = 0,97 cm² Vérifiée.

V.3.4 Espacement

• **Poutre principale**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 3 - 3 \times 1,6}{2} = 9,6 \text{ cm}$$

On prend : e_h = 9,6 cm > Max (Ø ; 1,5 × cg) = Max (2 cm ; 3,75 cm) = 3,75 cm Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30 - 2 \times 3 - 3 \times 1,4}{2} = 9,9 \text{ cm}$$

On prend : e_h = 9,9 cm > Max (Ø ; 1,5 × cg) = Max (2 cm ; 3,75 cm) = 3,75 cm Vérifiée.

• **Poutre secondaire**

En Travée :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 3-3 \times 1,4}{2} = 9,6 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 9,6 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

Sur Appuis :

$$\text{Horizontalement : } e_h = \frac{30-2 \times 3-3 \times 1,4}{2} = 9,6 \text{ cm}$$

On prend : $e_h = 9,6 \text{ cm} > \text{Max} (\emptyset ; 1,5 \times c_g) = \text{Max} (2 \text{ cm} ; 3,75 \text{ cm}) = 3,75 \text{ cm}$ Vérifiée.

V.3.5 Effort tranchant

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} \leq \bar{\tau}_u = \text{Min} \{ 0,1 \times f_{c28} ; 4 \text{ MPa} \} = 3,0 \text{ MPa}$$

• **Poutre principale**

$$T_u = 92,43 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 0,88 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

• **Poutre secondaire**

$$T_u = 65,67 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{T_u^{max}}{b \times d} = 0,73 \text{ MPa} < 2,5 \text{ MPa}$$

Vérifiée.

Selon le BAEL

$$\left\{ \begin{array}{l} St \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) \\ \frac{At}{b \times St} \geq \frac{\tau_u - 0,3 \times f_{c28} \times K}{0,8 \times f_e} \quad K = 1 \\ \frac{At \times f_e}{b \times St} \geq \text{Max} \left(\frac{\tau_u}{2} ; 0,4 \text{ MPa} \right) \end{array} \right.$$

Selon les RPA

$$\left\{ \begin{array}{l} At = 0,003 \times St \times b \\ St \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12\emptyset \right) \quad Z.N. \\ St \leq \frac{h}{4} \quad Z.C. \end{array} \right.$$

Tableau V.20: Contrainte tangentielle et ferrailage transversal des poutres.

Section	Tu (kN)	$\tau_{\underline{u}}$ (MPa)	St (cm)		At (cm ²)	Choix
			Z.N	Z.C		
30x35	92,43	0,88	8,75	8,75	0,79	4T8
30x30	65,67	0,73	8,75	8,75	0,79	4T8

V.3.6 Contraintes à l'E.L. S

Tableau V.21 : Vérification des poutres principales et secondaires à l'ELS.

Section (cm ²)	Position	M ser (kN)	$\overline{\sigma}_s$ (MPa)	σ_s (MPa)	σ_{bc} (MPa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (MPa)	Obs
30x35	Travée	9,68	200	57,1	1,77	15	OK
	Appui	56,18		170	7,89		OK
30x30	Travée	9,16		83,90	2,43		OK
	Appui	24,62		138,1	5,50		OK

V.3.7 Flèche

Flèche totale : $\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} \leq \overline{f}$

f_{gv} : Flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{gi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes.

f_{ji} : Flèche instantanée due aux charges permanentes appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons (nulle).

f_{pi} : Flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

-Moment d'inerte de la section rectangulaire homogène I_0 :

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{3} + 15 \times [A_s \times (d - y)^2 + A'_s \times (y + d')^2]$$

Calcul des moments d'inertie fictifs :

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

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

Avec :

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times f_{c28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \quad : \text{coefficient pour la déformation instantanée}$$

$$\lambda_v = \frac{0,02 \times f_{c28}}{\rho \times (2 + 3 \times \frac{b_0}{b})} \quad : \text{coefficient pour la déformation différée}$$

$$\rho = \frac{A}{b \times d} \quad : \text{pourcentage des armatures}$$

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

σ_s : contrainte de traction effective de l'armatures correspondant au ca de charge considéré σ_s

- **Poutre principale :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.22: Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.

Mser (kN.m)	M _G (kN.m)	As (cm ²)	ρ	σ_s (MPa)	λ_i	λ_v	μ	I_0 (cm ⁴)	I_{fi} (cm ⁴)	I_{fv} (cm ⁴)
9,68	6,37	10,65	0,0113	57,1	1,86	0,75	0,21	473488,4	372484,10	449264,03

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

$$f_{pi} = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{9,68 \times 10^6 \times (4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 372484,10} = 0,129 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{6,37 \times 10^6 \times (4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 372484,10} = 0,085 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{iv} \times I_{fv}} = \frac{6,37 \times 10^6 \times (4 \times 10^3)^2}{10 \times 10818,86 \times 449264,027} = 0,209 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G) appliquées au Moments de la mise en œuvre des cloisons

$$f_{ji} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{6,37 \times 10^6 \times (4 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 372484,10} = 0,085 \text{ mm}$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,168 \text{ mm} \quad \bar{f} = 5 + \frac{L}{1000} = 9 \text{ mm}$$

On constate que : $\Delta ft < \bar{f}$ (la flèche est vérifiée)

- **Poutre secondaire :**

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tableau V.23: Récapitulatif du calcul de flèche des poutres.

Mser (kN.m)	M _G kN.m	As (cm ²)	ρ	σ _s (MP a)	λ _i	λ _v	μ	I _o (cm ⁴)	I _{fi} (cm ⁴)	I _{fv} (cm ⁴)
9,16	8,19	9,24	0,0114	83,9	1,84	0,74	0,38	296749,8	192046,2	255041,67

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges (G+Q).

$$f_{pi} = \frac{M_s \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{9,16 \times 10^6 \times (3,3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 192046,208} = 0,161 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gi} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{8,19 \times 10^6 \times (3,3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 192046,208} = 0,144 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche de longue durée due à l'ensemble des charges permanentes (G)

$$f_{gv} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{iv} \times I_{fv}} = \frac{8,19 \times 10^6 \times (3,3 \times 10^3)^2}{10 \times 10818,86 \times 255041,67} = 0,323 \text{ mm}$$

Calcul de la flèche instantanée due à l'ensemble des charges permanentes (G) appliquées au Moments de la mise en œuvre des cloisons

$$f_{ji} = \frac{M_G \times L^2}{10 \times E_{ij} \times I_{fi}} = \frac{8,19 \times 10^6 \times (3,3 \times 10^3)^2}{10 \times 32164,19 \times 192046,208} = 0,144 \text{ mm}$$

$$\Delta ft = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 0,195 \text{ mm} \quad \bar{f} = 5 + \frac{L}{1000} = 8,3 \text{ mm}$$

On constate que : $\Delta ft \ll \bar{f}$ (la flèche est vérifiée)

V.3.8 Arrêt des barres

Armatures inférieures tendues : $X \leq \frac{L}{10}$ pour $L = \text{Max (Droite ; Gauche)}$.

Armatures tendues supérieures :

$$X \geq \begin{cases} \frac{L^{max}}{4} \text{ pour appuis de travée de rive.} \\ \frac{L^{max}}{5} \text{ pour appui de travée intermédiaire.} \end{cases}$$

• **Poutre principale :**

Armatures inférieures tendues :

$L_{\text{droite}} = 4 \text{ m}$ $L_{\text{Gauche}} = 3,1$ donc : $X \leq 0,4 \text{ m}$

Armatures supérieures tendues :

$X \geq 1 \text{ m}$ (appui travée de rive)

$X \geq 0,8 \text{ m}$ (appui travée intermédiaire)

• **Poutre secondaire :**

Armatures inférieures tendues :

$L_{\text{max}} = 3,2 \text{ m}$ $L_{\text{Gauche}} = 2,8$ donc : $X \leq 0,32 \text{ m}$

Armatures supérieures tendues :

$X \geq 0,8 \text{ m}$ (appui travée de rive)

$X \geq 0,64 \text{ m}$ (appui travée intermédiaire)

Tableau V.24 : Schémas de ferrailage des poutres.

Poutre principale 30 x 35	
Ferrailage sur appui	Ferrailage en travée
Poutre secondaire 30 x 30	
Ferrailage sur appui	Ferrailage en travée

V.4. FERRAILLAGE DES VOILES :

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement **CBA.93** et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien **RPA 99/version 2003**. Sous l'action des forces horizontales du séisme qui sont supérieures à celle du vent ainsi que les forces dues aux charges verticales. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations engendrées dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

Les voiles sont sollicités par un moment fléchissant, un effort normal et un effort tranchant. On devra disposer les armatures suivantes :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

V.4.1 Voiles pleins :

○ Armature verticale :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il prendra les contraintes de flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le **RPA 99/Version2003** :

- L'effort de traction engendrée dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontale de béton tendue.
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être rattachées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- Les barres verticales de ces derniers doivent être munies de crochets (jonction de recouvrement).
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement en termes de moment).
- Si des efforts importants de compression agissent sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées au poteau.

○ **Armature horizontale :**

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10Φ .
- Dans le cas où il existe des talons de rigidité. Les barres horizontales devront être ancrées sans crochets si les dimensions des talons permettent la réalisation d'un ancrage droit.

○ **Règles communes :**

Dans le calcul du ferrailage des voiles, le **RPA 99/version 2003 [2]** préconise les règles suivantes :

- Le pourcentage minimal d'armatures longitudinal des trumeaux dans chaque direction est donné comme suit :
 - ✓ Globalement dans la section du voile égale à 0,15%
 - ✓ En zone courante égale à 0,10%
- L'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - ✓ $S \leq 1,5 e$ (e : épaisseur du voile)
 - ✓ $S \leq 30cm$
- Les deux nappes d'armatures doivent être reliées au moins avec quatre épingles au mètre carré dans chaque nappe.
- Les barres horizontales doivent être disposées vers l'extérieur.
- Le diamètre des barres verticales et horizontales des voiles (à l'exception des zones d'about) ne devrait pas dépassée 1/10 de l'épaisseur de voile.
- Les longueurs de recouvrement doivent être égales à :
 - ✓ 40Φ Pour les barres situées dans les zones où le reversement du signe des efforts est possible.
 - ✓ 20Φ Pour les barres situées dans les zones comprimées sous l'action de toutes les combinaisons possibles des charges.
- Le long des joints de reprise de coulage, l'effort tranchant doit être repris par les aciers de coutures dont la section est donnée par la formule :

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V_u}{f_e}$$

V_u : Effort tranchant calculé au niveau considéré.

Cette quantité doit s'ajoutée à la section d'aciers tendus nécessaires pour équilibrer les efforts de traction due aux moments de renversement.

V.4.2 Combinaison de charge

Selon le règlement parasismique Algérienne (**RPA 99 version 2003**) [2] les combinaisons considérées pour les voiles sont les suivants :

$$G + Q \pm E$$

$$0.8G \pm E$$

Le schéma suivant représente la disposition des voiles dans notre structure :

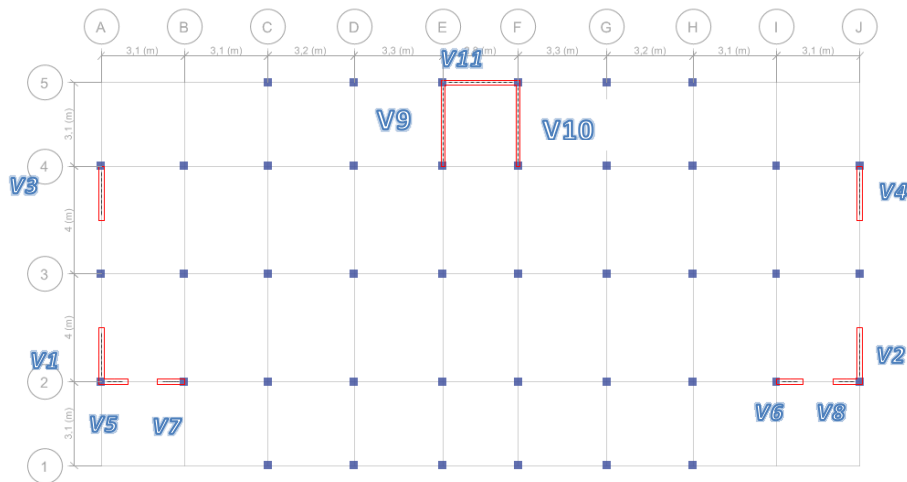


Figure V. 2: disposition des voiles avec numérotation.

V.4.3 Ferrailage vertical

Pour déterminer les armatures verticales, on utilisera la méthode des contraintes (méthode de Navier-Bernoulli) :

$$\sigma_{1,2} = \frac{N}{\Omega} \pm \frac{M V}{I}$$

N : Effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant appliqué.

Ω : Section transversale du voile.

Y_{max} : Distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

X_g, Y_g : coordonnées du centre de gravité de section transversale.

I : Moment d'inertie.

On distingue trois cas :

○ **Premier cas : $(\sigma_1, \sigma_2) > 0$**

La section du voile est entièrement comprimée (pas de zone tendue), la zone courante est armée par le minimum exigé par RPA 99 ($A_{min} = 0,15 \% . e . L$).

○ **Deuxième cas : $(\sigma_1, \sigma_2) < 0$**

La section du voile est entièrement tendue (pas de Zone comprimée). On calcule le volume des contraintes de traction $F_t = (\sigma_1 + \sigma_2) . \frac{L}{2} . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . A$ on ferraille avec A_v

○ **Troisième cas : (σ_1, σ_2) Sont de signe différent**

La section du voile est partiellement comprimée. On calcule le volume des contraintes pour la zone tendue $F_t = \frac{1}{2} . \sigma_2 . L_t . e$

D'où la section des armatures verticales $A_v = \frac{F_t}{6_s}$

On compare A_v avec la section minimale.

Si : $A_v \leq A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec la section minimale.

Si : $A_v > A_{min} = 0,20\% . e . L_t$ on ferraille avec A_v

Remarque :

Le ferrailage des voiles se fera pour les zones suivantes :

Zone I : RDC, 1^{ère} étage.

Zone II : 2^{ème}, 3^{ème}, étage.

Zone III : 4^{ème} 5^{ème}, étage.

Zone IV : 6^{ème} 7^{ème} étage.

Zone V : 8^{ème} + 9^{ème} étage.

Pour un système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé, on considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par des voiles, **(3.4. RPA99v2003)**.

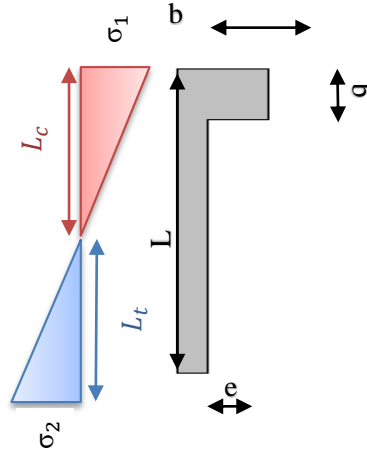
Afin de prendre cette hypothèse en considération on doit majorer les combinaisons sismiques par un coefficient obtenu de rapport $\frac{V_{total}}{V_{voiles}}$

V_{total} = effort tranchant total.

V_{voiles} = effort tranchant repris par les voiles.

V.4.4 Exemple d'application

Nous proposons le calcul détaillé du voile V10 ($L = 3,1m$, $e = 0,15m$, $b = 55$) du RDC (Zone I) :



- Détermination des sollicitations :(situation accidentelle)

$M = 1905,93 \text{ KN.m}$

$N = 22048,6$

- Caractéristiques géométriques :

$L = 3,1 \text{ m}$

$e = 0,15 \text{ m}$

$\Omega = (L - b)e + (b \times b) = (3,1 - 0,55) \times 0,15 + (0,55 \times 0,55) = 0,46 \text{ m}^2$

$Y_g = \frac{\Omega_1 \cdot Y_{g1} + \Omega_2 \cdot Y_{g2}}{\Omega_1 + \Omega_2} = \frac{(0,55 \times 0,55 \times 1,5) + (0,15 \times 3,1 \times 1,5)}{(0,55 \times 0,55) + (0,15 \times 3,1)} = 1,5\text{m}$

$Y_{max} = 2,13\text{m}$

$I = I_1 + I_2 = \left(\frac{b \times b^3}{12} + \Omega_1 \times (Y_{g1} - Y_g)^2 \right) + \left(\frac{e \times (L - b)^3}{12} + \Omega_2 \times (Y_{g2} - Y_g)^2 \right)$

$I = \left(\frac{0,55 \times 0,55^3}{12} + (0,55 \times 0,55) \times (1,5 - 1,5)^2 \right) + \left(\frac{0,15 \times (3,1 - 0,55)^3}{12} + (1,5 \times 0,15) \times (3,1 - 1,5)^2 \right)$

$I = 0,37 \text{ m}^4$

- Armatures verticales :

$\sigma_1 = \frac{N}{\Omega} + \frac{M V}{I} = \frac{2248,6}{0,46} + \frac{1905,35 \times 2,13}{0,37}$

$\sigma_1 = 12\,615,09 \text{ KN/m}^2$

$$\sigma_2 = \frac{N}{\Omega} - \frac{M V}{I} = \frac{2248,6}{0,46} - \frac{1905,35 \times 2,13}{0,37}$$

$$\sigma_2 = -2\,838,40 \text{ KN/m}^2$$

σ_1, σ_2 Sont de signe différent, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcul la longueur de la zone de traction :

○ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_1}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 3,1 \left(\frac{12615,09}{2838,40 + 12615,09} \right) = 2,53 \text{ m}$$

○ **La force de traction :**

$$F_t = \frac{1}{2} \cdot \sigma_1 \cdot L_t \cdot e = 0,5 \times 12615,09 \times 2,53 \times 0,15 = 2393,71 \text{ KN}$$

○ **Section d'armature :**

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = \frac{500}{1} = 500 \text{ mpa}, \quad \gamma_s = 1 \text{ (situation accidentelle)}$$

$$A_{vt} = \frac{F_t}{\sigma_s} = \frac{2393,71 \times 10^3}{500} \times 10^{-2} = 11,25 \text{ cm}^2$$

○ **Armature minimale du RPA99/version 2003[2] :**

• **Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :**

$$A_{RPA} = 0,20\% \cdot e \cdot L_t = 0,20\% \times 0,15 \times 2,53 = 7,59 \text{ cm}^2$$

• **Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) :**

$$A_{zc} = 0,10\% \cdot e \cdot L = 0,10\% \times 0,15 \times 3,1 = 4,65 \text{ cm}^2$$

• **Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) [2] :**

$$A_{min} = 0,15\% \cdot e \cdot L = 0,15\% \times \Omega = 6 \text{ cm}^2$$

$$\text{Donc : } A_{sv} = \max(A_{vt} ; A_{RPA}) = \max(11,25 ; 7,59) \text{ cm}^2$$

$$A_{sv} = 11,25 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \frac{11,25 \times 3,1}{2,53}$$

$$A_s = 13,78 \text{ cm}^2$$

○ **Armature de couture :**

$$A_{vj} = 1,1 \frac{V}{f_e} = 1,1 \frac{511,13}{500}$$

$$A_{vj} = 190,2 \text{ cm}^2$$

○ **Espacement :**

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit $S_t = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante.

$$S_a = \frac{S_t}{2} = 10 \text{ cm} \text{ Dans la zone d'about, } \left(\frac{L}{10}\right)$$

○ **Choix de barres vertical : 40HA14**

○ **Choix de barres couture : 40HA10**

$$A_{ad \text{ opté}} = 61,58 \text{ cm}^2$$

$$A_{vj \text{ adopté}} = 31,42 \text{ cm}^2$$

• **Vérification de la contrainte admissible :**

$$\sigma_c \leq \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$f_{c28} = 25 \text{ mpa}$$

$$\gamma_b = 1,15$$

$$\sigma_c = -6,22284 \text{ KN/m}^2 = -6,557 \text{ mpa}$$

$$\sigma_c = -6,22284 < \bar{\sigma}_c = \frac{0,85 \times 25}{1,15} = 18,48 \text{ mpa}$$

• Ferrailage vertical des voiles (RDC)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V.25: résultats détaillés du ferrailage vertical

Voile	p	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_total	nbr barre	A_{vj}
	kN	kN.m	m	m	m ²	m ⁴	m	kN/m ²	kN/m ²	m	KN	cm ²	Cm ²	/	Cm ²
V1	922,8061	450,7082	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	5 774,00	-1 159,97	1,67	961,62	19,23	23,10	21,00	2,9868432
V2	922,8521	450,7194	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	5 774,20	-1 159,94	1,67	961,66	19,23	23,10	21,00	2,986918
V3	1647,874 7	886,4175	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	10 938,28	-2 698,91	1,60	1 754,70	35,09	43,75	29,00	5,3100982
V4	1647,820 5	886,4212	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	10 938,18	-2 699,07	1,60	1 754,66	35,09	43,75	29,00	5,3100212
V5	773,349	378,365	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	15 690,65	-7 957,16	0,66	1 041,10	20,82	31,38	21,00	3,350325
V6	756,1215	181,2811	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	9 445,64	-1 884,43	0,83	787,46	15,75	18,89	17,00	2,240139
V7	756,1257	217,7591	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	10 585,60	-3 024,34	0,78	823,33	16,47	21,17	19,00	2,7890984
V8	773,3457	422,4148	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	17 067,19	-9 333,73	0,65	1 103,33	22,07	34,13	23,00	3,8240004
V9	2248,637 3	1905,930 2	3,10	0,15	0,46	0,37	1,50	12 615,09	-2 838,40	2,53	2 394,29	47,89	58,66	39,00	11,244989 8
V10	2248,680 5	1905,936 3	3,10	0,15	0,46	0,37	1,50	12 615,20	-2 838,33	2,53	2 394,33	47,89	58,66	39,00	11,245016 2
V11	2267,196 5	2204,631 7	2,80	0,15	0,42	0,27	1,40	16 829,51	-6 033,34	2,06	2 601,55	52,03	70,68	46,00	17,161245 2

- Choix final des armatures verticaux des voiles (RDC) :

Tableau V.26: choix du ferrailage vertical des voiles du RDC.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètre adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V2	22T12	22HA10	20	10
V3+V4	30T14	30HA10	20	10
V5+V6	22 T14	22HA10	20	10
V7+V8	24 T14	24HA10	20	10
V9+V10	40T14	40HA10	20	10
V11	46 T14	46HA10	20	10

- Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :

Tableau V.27: vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage des voiles du RDC.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	5 774,00	-1 159,97	23,10	6	Vérifiée
V2	5 774,20	-1 159,94	23,10	6	Vérifiée
V3	10 938,28	-2 698,91	43,75	6	Vérifiée
V4	10 938,18	-2 699,07	43,75	6	Vérifiée
V5	15 690,65	-7 957,16	31,38	3	Vérifiée
V6	9 445,64	-1 884,43	18,89	3	Vérifiée
V7	10 585,60	-3 024,34	21,17	3	Vérifiée
V8	17 067,19	-9 333,73	34,13	3	Vérifiée
V9	12 615,09	-2 838,40	58,66	6,9	Vérifiée
V10	12 615,20	-2 838,33	58,66	6,9	Vérifiée
V11	16 829,51	-6 033,34	70,68	6,3	Vérifiée

- Ferrailage vertical des voiles (1+2ème étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V.28: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.

Voile	p	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	nbr barre	A_{vj}
	kN	kN.m	M	M	M ²	M ⁴	M	kN/m ²	kN/m ²	m	kN	cm ²	Cm ²	/	Cm ²
V1	896,915	320,3227	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	4 706,31	-221,73	1,91	898,91	17,98	18,83	17,00	2,336584
V2	896,9499	320,3336	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	4 706,48	-221,73	1,91	898,95	17,98	18,83	17,00	2,336692
V3	1047,086	427,7801	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	5 908,33	-672,90	1,80	1 060,85	21,22	23,63	21,00	3,968817
V4	1047,047	427,7816	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	5 908,25	-673,01	1,80	1 060,81	21,22	23,63	21,00	3,968775
V5	569,0009	155,088	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	7 691,50	-2 001,50	0,79	610,33	12,21	15,38	14,00	1,972495
V6	657,6279	167,2211	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	8 513,80	-1 937,52	0,81	693,55	13,87	17,03	16,00	2,154501
V7	657,6319	220,3097	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	10 172,8	-3 596,52	0,74	751,57	15,03	20,35	19,00	2,841779
V8	568,9928	184,7285	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	8 617,73	-2 927,80	0,75	643,24	12,86	17,24	16,00	2,397267
V9	1528,949	1095,8363	3,10	0,15	0,46	0,37	1,50	7 766,38	-1 118,78	2,71	1 578,32	31,57	36,11	32,00	9,084867
V10	1528,981	1095,8507	3,10	0,15	0,46	0,37	1,50	7 766,51	-1 118,77	2,71	1 578,35	31,57	36,11	32,00	12,70577
V11	1524,461	1158,3494	2,80	0,15	0,42	0,27	1,40	9 635,93	-2 376,59	2,25	1 623,20	32,46	40,47	36,00	9,085054

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (1+2ème étage) :**

Tableau V.29: choix du ferrailage vertical des voiles du 2ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V2	18HA12	18 HA10	20	10
V3+V4	22HA12	22 HA10	20	10
V5+V6	16 HA12	16 HA10	20	10
V7+V8	20HA12	20 HA10	20	10
V9+V10	32 HA12	32 HA10	20	10
V11	36HA12	36HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau V.30: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 1+2ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	4 706,31	-221,73	18,83	6	Vérifiée
V2	4 706,48	-221,73	18,83	6	Vérifiée
V3	5 908,33	-672,90	23,63	6	Vérifiée
V4	5 908,25	-673,01	23,63	6	Vérifiée
V5	7 691,50	-2 001,50	15,38	3	Vérifiée
V6	8 513,80	-1 937,52	17,03	3	Vérifiée
V7	10 172,8	-3 596,52	20,35	3	Vérifiée
V8	8 617,73	-2 927,80	17,24	3	Vérifiée
V9	7 766,38	-1 118,78	36,11	6,9	Vérifiée
V10	7 766,51	-1 118,77	36,11	6,9	Vérifiée
V11	9 635,93	-2 376,59	40,47	6,3	Vérifiée

- Ferrailage vertical des voiles (3+4ème étage)

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V.31: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 5ème étage.

Voile	P	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M	M ²	M ⁴	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	/	Cm ²
V1	777,4805	214,7936	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	3 595,96	291,44	2,00	777,48	15,55	15,55	14,00	1,9457922
V2	777,5029	214,8024	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	3 596,08	291,43	2,00	777,50	15,55	15,55	14,00	1,9458912
V3	755,3092	307,6747	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	4 255,00	-478,46	1,80	764,98	15,30	17,02	16,00	3,4323058
V4	755,2779	307,6684	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	4 254,87	-478,49	1,80	764,95	15,30	17,02	16,00	3,4321716
V5	441,9037	118,0359	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	5 898,14	-1 479,10	0,80	471,56	9,43	11,80	11,00	1,5740846
V6	507,3579	116,542	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	6 178,73	-1 105,15	0,85	524,13	10,48	12,36	11,00	1,5866598
V7	507,3606	202,139	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	8 853,65	-3 780,04	0,70	620,46	12,41	17,71	16,00	2,7187886
V8	441,8959	156,8898	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	7 112,29	-2 693,33	0,73	515,87	10,32	14,22	13,00	5,826106
V9	1058,9735	619,8128	3,10	0,15	0,46	0,37	1,50	4 814,87	-210,64	2,97	1 072,54	21,45	22,39	20,00	5,51958
V10	1058,9959	619,8268	3,10	0,15	0,46	0,37	1,50	4 814,98	-210,65	2,97	1 072,56	21,45	22,39	20,00	5,8262864
V11	1027,9252	702,4025	2,80	0,15	0,42	0,27	1,40	6 089,53	-1 194,65	2,34	1 069,07	21,38	25,58	23,00	8,5213304

- Choix final des armatures verticaux des voiles (3+4ème étage) :

Tableau V.32: choix du ferrailage vertical des voiles du 5ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V2	14 HA12	14HA10	20	10
V3+V4	16HA12	16HA10	20	10
V5+V6	12HA12	12HA10	20	10
V7+V8	16 HA12	16HA10	20	10
V9+V10	20 HA12	20HA10	20	10
V11	24 HA12	24HA10	20	10

- Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :

Tableau V.33: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 3+4ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	3 595,96	291,44	15,55	6	Vérifiée
V2	3 596,08	291,43	15,55	6	Vérifiée
V3	4 255,00	-478,46	17,02	6	Vérifiée
V4	4 254,87	-478,49	17,02	6	Vérifiée
V5	5 898,14	-1 479,10	11,80	3	Vérifiée
V6	6 178,73	-1 105,15	12,36	3	Vérifiée
V7	8 853,65	-3 780,04	17,71	3	Vérifiée
V8	7 112,29	-2 693,33	14,22	3	Vérifiée
V9	4 814,87	-210,64	22,39	6,9	Vérifiée
V10	4 814,98	-210,65	22,39	6,9	Vérifiée
V11	6 089,53	-1 194,65	25,58	6,3	Vérifiée

- **Ferrailage vertical des voiles (5+6^{ème} étage)**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V.34: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 5+6ème étage.

Voile	P	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M	M ²	M4	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	/	Cm ²
V1	572,4299	141,2286	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	2 517,45	344,70	2,00	572,43	11,45	11,45	15,00	1,5697088
V2	572,4432	141,2367	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	2 517,54	344,67	2,00	572,44	11,45	11,45	15,00	1,5698056
V3	493,3913	228,3173	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	2 989,77	-522,81	1,70	508,95	10,18	11,96	16,00	2,9752646
V4	493,371	228,3086	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	2 989,65	-522,79	1,70	508,93	10,18	11,96	16,00	2,9750974
V5	306,6517	76,0152	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	3 908,73	-842,22	0,82	321,58	6,43	7,82	10,00	1,065988
V6	340,581	61,9612	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	3 639,19	-233,38	0,94	341,99	6,84	7,28	10,00	0,9096648
V7	340,5822	173,3782	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	7 120,98	-3 715,16	0,66	467,96	9,36	14,24	19,00	2,3990296
V8	306,6467	124,0368	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	5 409,38	-2 342,92	0,70	377,45	7,55	10,82	14,00	1,741597
V9	747,5062	322,6787	3,10	0,15	0,46	0,37	1,50	2 933,17	316,86	3,10	755,63	15,11	15,11	20,00	3,1357414
V10	747,5212	322,6901	3,10	0,15	0,46	0,37	1,50	2 933,25	316,84	3,10	755,65	15,11	15,11	20,00	3,1359042
V11	699,2326	440,9869	2,80	0,15	0,42	0,27	1,40	3 951,44	-621,76	2,42	716,98	14,34	16,60	22,00	5,8860494

- Choix final des armatures verticaux des voiles (5+6^{ème} étage) :

Tableau V.35: choix du ferrailage vertical des voiles du 5+6ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d/about}}$ (cm)
V1+V2	16 HA10	16 HA10	20	10
V3+V4	16 HA10	16 HA10	20	10
V5+V6	10 HA10	10 HA10	20	10
V7+V8	20 HA10	20 HA10	20	10
V9+V10	20 HA10	20 HA10	20	10
V11	22 HA10	22 HA10	20	10

- Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :

Tableau V.36: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 5+6ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	2 517,45	344,70	11,45	6	Vérifiée
V2	2 517,54	344,67	11,45	6	Vérifiée
V3	2 989,77	-522,81	11,96	6	Vérifiée
V4	2 989,65	-522,79	11,96	6	Vérifiée
V5	3 908,73	-842,22	7,82	3	Vérifiée
V6	3 639,19	-233,38	7,28	3	Vérifiée
V7	7 120,98	-3 715,16	14,24	3	Vérifiée
V8	5 409,38	-2 342,92	10,82	3	Vérifiée
V9	2 933,17	316,86	15,11	6,9	Vérifiée
V10	2 933,25	316,84	15,11	6,9	Vérifiée
V11	3 951,44	-621,76	16,60	6,3	Vérifiée

- **Ferrailage vertical des voiles (7+8ème étage)**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V.37: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 7+8ème étage.

Voile	P	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M	M ²	M4	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	/	Cm ²
V1	313,9672	67,5344	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	1 304,4	265,42	2,00	313,97	6,28	6,28	13,00	1,0392206
V2	313,9732	67,5398	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	1 304,4	265,40	2,00	313,97	6,28	6,28	13,00	1,0393152
V3	313,0978	139,8519	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	1 858,5	-293,04	1,73	321,08	6,42	7,43	15,00	2,1614186
V4	313,0863	139,8418	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	1 858,4	-292,99	1,73	321,07	6,42	7,43	15,00	2,1612272
V5	195,9564	23,8444	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	1 724,9	234,64	1,00	195,96	3,92	3,92	8,00	0,5245768
V6	178,7311	2,9183	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	984,85	802,46	1,00	178,73	3,57	3,57	8,00	0,1829036
V7	178,732	134,6737	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	5 102,2	-3 314,89	0,61	309,28	6,19	10,20	21,00	1,942369
V8	195,9543	89,6535	1,00	0,20	0,20	0,02	3 781,4	3 781,4	-1 821,90	0,67	255,19	5,10	7,56	16,00	1,3397142
V9	477,5941	192,4049	3,10	0,15	0,46	0,37	1 818,2	1 818,2	258,23	3,10	482,79	9,66	9,66	20,00	0,9359856
V10	477,5998	192,4157	3,10	0,15	0,46	0,37	1 818,3	1 818,3	258,20	3,10	482,79	9,66	9,66	20,00	0,936144
V11	395,3645	215,3148	2,80	0,15	0,42	0,27	2 057,9	2 057,7	-175,10	2,58	398,25	7,96	8,64	18,00	2,8188336

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (7+8ème étage) :**

Tableau V.38: choix du ferrailage vertical des voiles du 7+8ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V2	14 HA10	14 HA10	20	10
V3+V4	16 HA10	16 HA10	20	10
V5+V6	8 HA10	8 HA10	20	10
V7+V8	22HA10	22HA10	20	10
V9+V10	20 HA10	20 HA10	20	10
V11	18HA10	18HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau V.39: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 7+8ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\bar{\sigma}_c$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	265,42	2,00	6,28	6	Vérifiée
V2	265,40	2,00	6,28	6	Vérifiée
V3	-293,04	1,73	7,43	6	Vérifiée
V4	-292,99	1,73	7,43	6	Vérifiée
V5	234,64	1,00	3,92	3	Vérifiée
V6	802,46	1,00	3,57	3	Vérifiée
V7	-3 314,89	0,61	10,20	3	Vérifiée
V8	-1 821,90	0,67	7,56	3	Vérifiée
V9	258,23	3,10	9,66	6,9	Vérifiée
V10	258,20	3,10	9,66	6,9	Vérifiée
V11	-175,1	2,58	8,64	6,3	Vérifiée

- **Ferrailage vertical des voiles (9ème étage)**

Les tableaux suivants représentent le calcul détaillé du ferrailage vertical :

Tableau V.40: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles du 9ème étage.

Voile	P	M	L	e	Ω	I	Y_g	σ_t	σ_c	L_t	N	A_s	A_{total}	Nombre barre	A_{vj}
	KN	KN.m	M	M	M ²	M ⁴	M	KN/m ²	KN/m ²	m	KN	Cm ²	Cm ²	/	Cm ²
V1	300,9672	62,5344	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	1 233,45	271,38	2,00	300,97	6,02	6,02	13,00	1,18419
V2	310,6391	83,4481	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	1 418,51	134,69	2,00	310,64	6,21	6,21	13,00	2,92226
V3	350,15	56,5	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	1 309,99	440,76	2,00	350,15	7,00	7,00	15,00	0,23397
V4	299,33	120,68	2,00	0,20	0,40	0,13	1,00	1 676,63	-179,98	1,81	302,82	6,06	6,71	14,00	0,31086
V5	290,853	119,48	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	5 188,02	-2 279,49	0,69	360,44	7,21	10,38	14,00	1,95706
V6	333,71	89,11	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	4 453,24	-1 116,14	0,80	356,08	7,12	8,91	18,00	2,01361
V7	320,59	66,27	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	3 673,89	-467,99	0,89	325,88	6,52	7,35	15,00	1,43857
V8	226,1103	25,3	1,00	0,20	0,20	0,02	0,50	1 921,18	339,93	1,00	226,11	4,52	4,52	10,00	2,12225
V9	489,44	210,36	3,10	0,15	0,46	0,37	1,50	1 916,81	211,19	3,10	494,76	9,90	9,90	20,00	1,16908
V10	480,88	200,58	3,10	0,15	0,46	0,37	1,50	1 858,55	232,23	3,10	486,11	9,72	9,72	20,00	1,36972
V11	510,16	212,2237	2,80	0,15	0,42	0,27	1,40	2 315,09	114,25	2,80	510,16	10,20	10,20	21,00	2,66486

- **Choix final des armatures verticaux des voiles (9ème étage) :**

Tableau V. 41: choix du ferrailage vertical des voiles du 9ème étage.

Voiles	Diamètres adoptés (Verticaux)	Diamètres adoptés (Couture)	$S_{t_{courante}}$ (cm)	$S_{t_{d'about}}$ (cm)
V1+V2	14 HA10	14HA10	20	10
V3+V4	16 HA10	16 HA10	20	10
V5+V6	18 HA10	18 HA10	20	10
V7+V8	16 HA10	16 HA10	20	10
V9+V10	20 HA10	20HA10	20	10
V11	22 HA10	22 HA10	20	10

- **Vérification des contraintes et des sections minimales du ferrailage :**

Tableau V.42: vérification des contrainte et des sections minimales du ferrailages des voiles du 9ème étage.

Voiles	σ_c (mpa)	$\overline{\sigma_c}$ (Mpa)	A_{total} (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Condition
V1	271,38	18,478	6,02	6	Vérifiée
V2	134,69	18,478	6,21	6	Vérifiée
V3	440,76	18,478	7,00	6	Vérifiée
V4	-179,98	18,478	6,71	6	Vérifiée
V5	-2 279,49	18,478	10,38	3	Vérifiée
V6	-1 116,14	18,478	8,91	3	Vérifiée
V7	-467,99	18,478	7,35	3	Vérifiée
V8	339,93	18,478	4,52	3	Vérifiée
V9	211,19	18,478	9,90	6,9	Vérifiée
V10	232,23	18,478	9,72	6,9	Vérifiée
V11	114,25	18,478	10,20	6,3	Vérifiée

V.4.5 Ferrailage horizontal

○ 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% (**RPA99/Version 2003**) [2]

La contrainte de cisaillement est :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d}$$

T : Effort tranchant à la base du voile.

e : Épaisseur du voile.

d : Hauteur utile. $d = 0,9 L$

D'après l'article (**RPA 99/Version 2003**). La contrainte limite est :

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28}$$

Il faut vérifier la condition suivante : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

○ Calcul du ferrailage horizontal résistant à l'effort tranchant :

D'après l'article (**A.5.1.2.3 de CBA 93**) [1] La section A_t des armatures d'âmes est donnée par la relation suivante :

$$\frac{A_t}{e S_t} \geq \frac{\gamma_s (\tau_u - 0,3 f_{tj} k)}{0,9 f_e}$$

- $k = 0$: Dans le cas d'une fissuration très préjudiciable ; ou dans le cas de bétonnage non munie d'indentations la surface de reprise.
- $k = 1$: En flexion simple, sans reprise de bétonnage.
- $k = 1 + 3\sigma_{cm} f_{c28}$: En flexion composée avec N, effort de compression.
- $k = 1 - 10\sigma_{tm} f_{c28}$: En flexion composée avec N, effort de traction.

σ_{cm} , σ_{tm} : étant la contrainte moyenne de traction et de compression obtenus en divisant l'effort normal de calcul par la section du béton.

D'autre part le **RPA 99/version 2003** prévoit un pourcentage minimum de ferrailage :

- Pour $\tau_u \leq 0,025 f_{c28}$: $A_{t \min} \geq 0,0015 b_0 S_t$
- Pour $\tau_u > 0,025 f_{c28}$: $A_{t \min} \geq 0,0025 b_0 S_t$

V.4.6 Exemple d'application

On prend comme exemple le voile V10 ($L = 3,1m$, $e = 0,20m$) du RDC (**Zone I**) :

$$\tau_u = 1,4 \frac{T}{e d} = 1,4 \frac{511,13}{0,15 \times (0,9 \times 3,1)} = 1709,87 \text{ KN/m}^2$$

$$\bar{\tau}_u = 0,2 f_{c28} = 0,2 \times 25 = 05 \text{ MPa}$$

$\tau_u < \bar{\tau}_u$ Condition vérifiée

- Dans notre cas $k = 1 - 10\sigma_{tm} f_{c28}$: En flexion composée avec N, effort de compression, Donc :

$$k = \frac{1-10\sigma_{tm}}{f_{c28}} = \frac{1-10 \times 4888,36}{25 \times 1000} = 1,95$$

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être :

$$S_t \leq (1,5 e ; 30) \text{ cm}$$

Soit $S_t = 10 \text{ cm}$

$$A_t \geq \frac{1(2,44 - 0,3 \times 2,1 \times 200 - 1,95) \times 0,2 \times 0,2 \times 1000}{0,9 f_e}$$

$$A_t \geq 0,16 \text{ cm}^2$$

- **Armatures transversales minimales ($A_{t \min}$)**

$$\tau_u = 5 \text{ MPa} > 0,025 f_{c28} = 0,625 \text{ MPa}$$

Donc : $A_{t \min} \geq 0,0025 b_0 s_t$

$$A_{t \min} \geq 0,5 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max(0,648 ; 0,5) \text{ cm}^2 \quad A_t = 0,648 \text{ cm}^2$$

- **Choix des barres : 2HA12**

Pour les résultants des ferrailages horizontaux (effet de l'effort tranchant) ; on adopte une même section d'armatures horizontale pour tous les voiles et à tous les niveaux. Ceci facilitera l'exécution de ces derniers. Les résultats sont récapitulés dans les tableaux suivants :

Tableau V.43: résultats détaillés du ferrailage vertical des voiles

voile	L (m)	T (KN)	τ_u (MPa)	$\bar{\tau}_u$ (MPa)	$\tau_u < \bar{\tau}_u$	S_t (m)	K	A_t (cm ²)	$A_{t\ min}$ (cm ²)	Choix des barre :
V1	2,00	1337,0489	527,97	5	oui	0.2	-0,922	0,4930	0,5	2HA12
V2	2,00	1303,1334	527,99	5	oui	0.2	-0,928	0,4930	0,5	2HA12
V3	2,00	629,8147	938,65	5	oui	0.2	-1,647	0,8785	0,5	2HA12
V4	2,00	1659,8698	938,64	5	oui	0.2	-1,647	0,8785	0,5	2HA12
V5	1,00	622,3938	1184,4	5	oui	0.2	-1,546	0,95949	0,5	2HA12
V6	1,00	469,4919	791,96	5	oui	0.2	-1,512	0,7754	0,5	2HA12
V7	1,00	470,095	986,04	5	oui	0.2	-1,512	0,8616	0,5	2HA12
V8	1,00	335,3924	1351,9	5	oui	0.2	-1,546	1,0339	0,5	2HA12
V9	3,10	204,4748	1709,8	5	oui	0.2	1,9553	0,1593	0,5	2HA12
V10	3,10	208,8913	1709,8	5	oui	0.2	1,9554	0,1593	0,5	2HA12
V11	2,80	339,3605	2889,9	5	oui	0.2	2,159	0,5095	0,5	2HA12

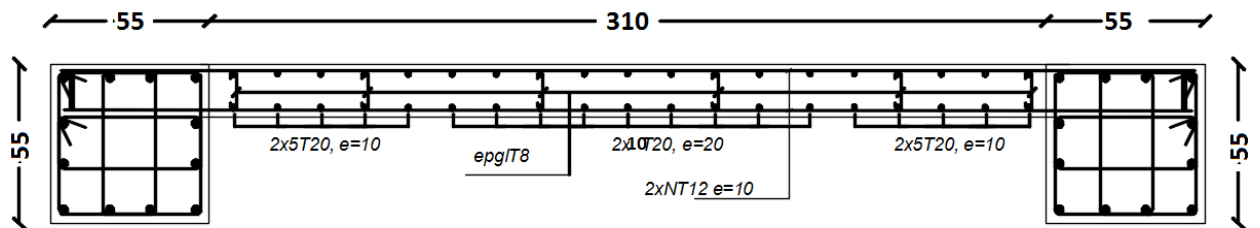


Figure V. 3: Exemple de ferrailage du voile (V9).

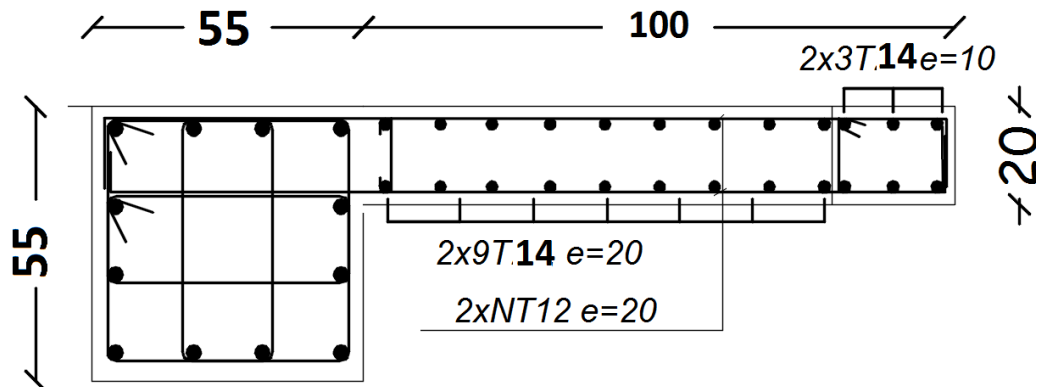


Figure V.4: Exemple de ferrailage du bout de voile (V7).

Chapitre VI

Etude de l'infrastructure

VI.1. Introduction :

Les fondations d'un bâtiment représentent un enjeu essentiel de sa construction, car elles forment la partie structurelle qui assure sa portance et permet de contrôler les tassements dus aux charges qu'il applique au sol et les infiltrations dues à la présence éventuelle d'eau dans le terrain.

Suivant la capacité portante du sol, l'environnement de l'ouvrage à fonder, les forces mises en jeu et les tassements admissibles, Un choix judicieux du système de fondations doit toujours satisfaire les exigences concernant la sécurité (capacité portante) et l'aptitude au service.

En structures, on est généralement confronté à plusieurs solutions possibles et on doit opérer des choix en prenant en compte :

- Taux de travail sur le sol.
- Genre de structure (souple, rigide).
- Type de fondations et leur ancrage

De plus, des considérations d'ordre économique et d'impact sur l'environnement sont à respecter.

VI.1.2. Choix du type de fondations :

Le choix de la fondation doit satisfaire les critères suivants :

- ❖ Stabilité de l'ouvrage
- ❖ Facilite d'exécution (coffrage)
- ❖ Économie (ferraillage, béton)

VI.1.3. Facteurs intervenant dans le calcul des fondations :

Il y a plusieurs facteurs qui rentrent en jeu lors du calcul des fondations, on peut citer :

- ❖ La contrainte du sol (σ sol).

L'étude géologique du site d'implantation de notre ouvrage a donné une contrainte admissible égale à **2,5 bars**.

- ❖ La classification de sol.

- ❖ La réponse du sol et la réponse de la structure.
- ❖ Les efforts transmis à la base.

VI.1.4. Calcul des fondations :

Le choix des fondations se fait dans l'ordre suivant :

- Semelles isolées
- Semelles filantes
- Radier général

Chaque étape fera l'objet de vérification

VI.2. Semelle isolée :

- **Hypothèse de Calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

- **Etapes de Calcul**

Pour assurer la validité de la semelle isolée, on choisit le poteau le plus sollicité de telle façon à vérifier que :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{semellr}} \leq \sigma_{sol}$$

σ_{sol} : Contrainte du sol.

N : Effort normal appliqué sur la fondation.

S : Surface de la fondation.

N : Charge de la superstructure calculée par la combinaison [G+Q].

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

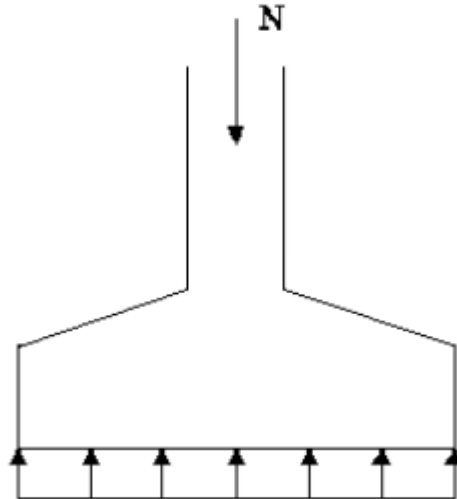


Figure.VI. 1 : Semelle isolée sous poteaux

L'effort normal total revenant à la fondation du poteau le plus sollicité est égale à :

$$N_{ser} = 2306,49KN$$

$$D'ou : S_{semelle} \geq \frac{2306,49}{250} = 9,23 \text{ m}^2$$

$$A = \sqrt{S_{semelle}}$$

$$B = 3,04 \text{ m}$$

La vérification de l'interférence entre deux semelles se traduit par :Il faut vérifier que :

$$L_{min} > 1,5 \times B$$

Tel que : L min est l'entre axe minimum entre deux poteaux

Dans notre cas, $L_{min} = 3.1 \text{ m} > 1,5 \times 3,04 = 4,56 \text{ m} \dots\dots$ Non vérifié

Remarque :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude des semelles filantes.

VI.3. Semelles filantes :

• **Hypothèse de Calcul**

La semelle infiniment rigide engendre une répartition linéaire des contraintes sur le sol. Les réactions du sol sont distribuées suivant une droite ou une surface plane telle que leurs centres de gravité coïncident avec le point d'application de la résultante des charges agissantes sur la semelle.

• Etapes de Calcul

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux et les voiles qui se trouvent dans la même ligne.

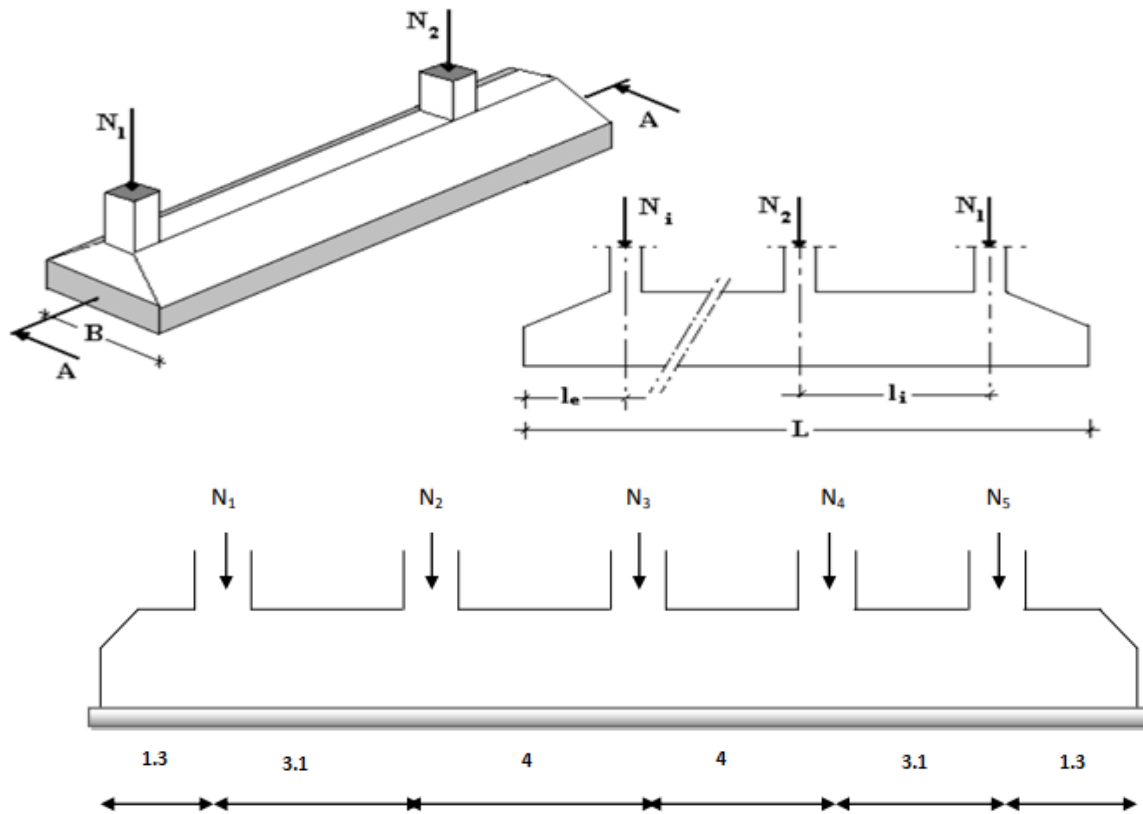


Figure.VI. 2 : Semelles filantes sous poteaux.

On doit vérifier que : $\sigma_{sol} \geq \frac{N_s}{S}$

Tel que : $N = \sum N_{Si}$ de chaque file de poteaux calculé à l'ELS.

$S = B \times L$

B: Largeur de la semelle.

L: Longueur de la file considérée.

$$\Rightarrow B \geq \frac{N_s}{L\sigma_{sol}}$$

$$\Rightarrow S = B \times L \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Les résultats sont résumés sur le tableau qui suit :

Tableau.VI.1 : Calcul de la surface nécessaire pour la semelle filante.

Files	N (kN)	L(m)		B(m)	B(m) choisie	S(m ²)
A	867,40	AB	3,10	2,32365	2,33	7,20
B	882,40	BC	4	1,83833	1,9	7,35
C	1683,17	CD	4	3,50660	3,51	14,03
D	963,69	DE	3,10	2,59056	2,6	8,03
E	975,59			2,62255	2,63	8,13
$S_{sem} = \sum S$						44,74

- **Vérification** :

Il faut vérifier que : $\frac{S_{sem}}{S_{bat}} \leq 50\%$

Le rapport entre la surface du bâtiment et la surface totale des semelles vaut :

$$\frac{S_s}{S_b} = \frac{447,4}{490,20} = 91\% > 50\%$$

Avec : $S_{sem} = 447,4 \text{ m}^2$ $S_{bat} = 490,10 \text{ m}^2$

- **Remarque** :

D'après les résultats, il y a chevauchement des semelles, on passe alors à l'étude du radier général.

- **Conclusion** :

Les largeurs des semelles occupent plus de la moitié de l'assise 91% c'est-à-dire une faible bande de sol entre chaque deux files, ce qui engendre un risque de rupture de la bande du sol situé entre les deux semelles à cause du chevauchement des lignes de rupture (bulle de pression sous la semelle) cela est illustré dans la figure suivante :

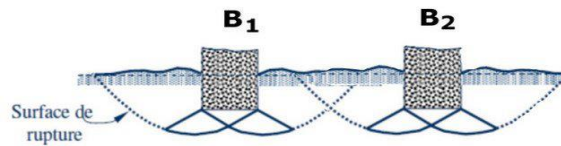


Figure.VI.3 : chevauchement.

Pour cela on a opté pour un radier général comme type de fondation pour ancrer l'ouvrage.

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.
- ❖ Une meilleure distribution des charges sur le sol.
- ❖ La réduction des tassements différentiels.
- ❖ La facilité d'exécution.

VI.4. Radier général :

Un radier est une dalle pleine réalisée sur 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 ; 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.

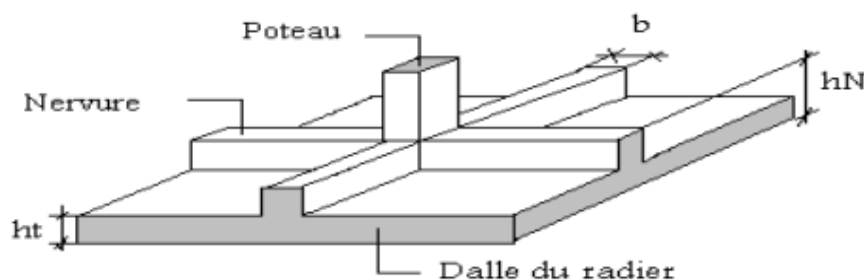


Figure.VI.4 : Disposition des nervures par rapport à la dalle et aux poteaux.

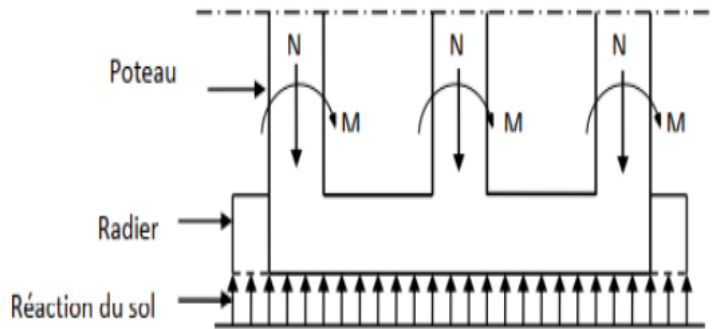


Figure VI.5 : Schéma du radier.

VI.4.1 Surface nécessaire :

Pour déterminer la surface du radier il faut que :

$$\sigma_{max} \leq \sigma_{sol}$$

Tel que :
$$\sigma_{max} = \frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$$

Pour : $N_{ser} = 41281,08\text{kN}$ (Obtenu à partir du SAP2000).

$$\sigma_{sol} = 2,5\text{bars}$$

On trouve : $S_{nec} \geq 165,12 \text{ m}^2$

$S_{bâtiment} = 490,20 \text{ m}^2$, $S_{nés} = 165,12 \text{ m}^2$

$S_{bat} > S_{nés}$ Le radier avec débord (D)

Donc

La section nécessaire est inférieure à celle du bâtiment ($490,20\text{m}^2$).

- Le radier sera pourvu d'un débord minimum de **50 cm** de chaque côté.

Donc la surface totale de radier est : $490,20 + 91,4 \times 0,5 = 535,9\text{m}^2$

La surface totale du radier devient $S_{rad} = 535,9\text{m}^2$

VI.4.2 Prédimensionnement de radier :**❖ Dalle :**

L'épaisseur de la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$\frac{L_{max}}{25} \leq h_1 \leq \frac{L_{max}}{20}$$

Avec :

L_{max} : La longueur maximale entre les axes des poteaux.

$$L_{max} = 4 \text{ m} \quad ; \quad 16 \text{ cm} \leq h_1 \leq 20 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_1 = 20 \text{ cm}$$

❖ Dimensionnement des nervures :**Condition de coffrage (largeur de la nervure) :**

$$b \geq \frac{L_{max}}{10} = \frac{400}{10} = 40 \text{ cm}$$

Donc on opte $b=50 \text{ cm}$

Hauteur de la nervure :

La hauteur des nervures se calcule par le critère de résistance :

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

On a :

$$L_{max} = 4 \text{ m}$$

$$26,6 \text{ cm} \leq h_n \leq 40 \text{ cm} \quad \rightarrow \quad h_1 = 40 \text{ cm}$$

Condition de la raideur :

Pour étudier la raideur de la dalle du radier, on utilise la notion de la longueur élastique définie par l'expression suivante : $L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e$

$$\text{Avec : } L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{bK}}$$

I : Inertie de la section transversale du radier $\left(I = \frac{bh^3}{12}\right)$

E : Module d'élasticité du béton (prendre en moyenne $E=20000 \text{ MPa}$).

$b=1$: Largeur de la semelle par bande d'un mètre ($b=1m$).

K : Coefficient de raideur du sol ($0,5kg/cm^3 \leq K \leq 12kg/cm^3$).

On pourra par exemple adopter pour K les valeurs suivantes :

- $K=0,5[kg/cm^3]$ → pour un très mauvais sol.
- $K=4[kg/cm^3]$ → pour un sol de densité moyenne.
- $K=12[kg/cm^3]$ → pour un très bon sol.

$$\text{On aura : } h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3K\left(\frac{2L_{max}}{\pi}\right)^4}{E}}$$

AN:

$$K=4[kg/cm^3]$$

$$L_{max}=4m$$

$$h_n \geq \sqrt[3]{\frac{3 \times 0,04 \left(\frac{2 \times 4000}{\pi}\right)^4}{20000}} \Rightarrow h_n \geq 63,188cm \Rightarrow h_2 = 70cm$$

Conclusion :

$$h_n \geq \text{Max}(h_1; h_2) \geq \text{Max}(40; 70) = 70cm$$

Le choix final :

- Épaisseur de la dalle du radier $h=20cm$

Les dimensions de la nervure : $\begin{cases} h_n = 70cm \\ b = 50cm \end{cases}$

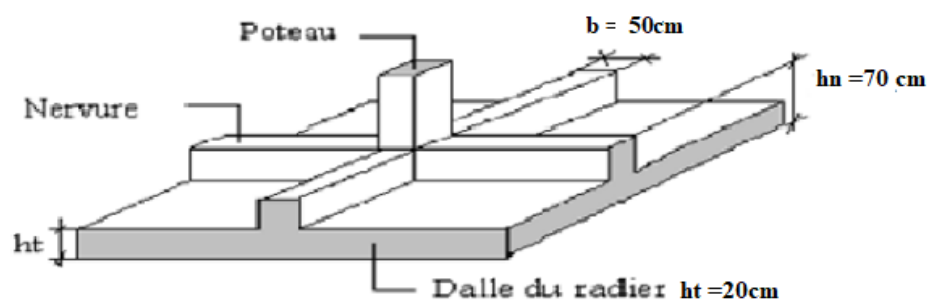


Figure.VI.6 : Disposition des nervures par rapport au radier et aux poteaux.

VI.4.3. Caractéristiques géométriques du radier :**a. Position du centre de gravité :**

$$\left\{ \begin{array}{l} X_G = 14,25 \text{ m} \\ Y_G = 8,6 \text{ m} \end{array} \right.$$

b. Moments d'inertie :

$$\left\{ \begin{array}{l} I_{xx} = 12085,064 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 33180,412 \text{ m}^4 \end{array} \right.$$

VI.4.4 Vérifications Nécessaires :

- **Vérification de la Stabilité du Radier :**

Selon **RPA99/version 2003(Art.10.1.5)**, 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 du centrale de la base des éléments de fondation résistant au reversement.

$$e_0 = \frac{Mr}{N_r} \leq \frac{B}{4}$$

Avec :

e₀ : 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.

$$Mr = M_0 + V_0 \cdot h$$

M₀ : moment à la base de la structure

V₀ : effort tranchant à la base de la structure

h : profondeur de l'ancrage de la structure **2 m**

M₀, V₀ sont tirés à partir du fichier **SAP2000 V17**.

$$N_{ser} = N_{ser}(\text{structure}) + N_{ser}(\text{infrastructure})$$

$$N_{ser} = 51991,88 \text{ Kn}$$

Tableau.VI.2: vérification de stabilité de radier.

Sens	$\frac{B}{4}$ (m)	M ₀ (kn.M)	V ₀ (kN)	M _R (kNm)	$e_0 = \frac{Mr}{Nr}$ (m)	vérification
X-X	7,125	119636,70	8970,08	137576,86	2.65	Oui
Y-Y	4,3	107219,62	3918,47	115056,56	2,21	Oui

Conclusion :

La condition est vérifiée donc le bâtiment est stable.

• **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 : $\sigma_{sol} = 2.5bars$, les contraintes du sol sont données par :

❖ **Sollicitation du premier genre :** On doit vérifier que : $\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} \leq \bar{\sigma}_{sol}$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{51991,88}{535,9} = 97.02kN/m^2$$

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 97.02kN/m^2 \leq \bar{\sigma}_{sol} = 200kN/m^2 \quad \dots\dots\dots \text{Condition vérifiée}$$

❖ **Sollicitation du second genre :**

$$\sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{M}{I}V$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{M}{I}V$$

Avec : σ_1 : Contrainte maximale du sol.

σ_2 : Contrainte minimale du sol.

- Si $\sigma_2 > 0$: la Répartition est trapézoïdale ; La contrainte au quart de la largeur de la

Semelle, ne doit pas dépasser la contrainte admissible σ_{sol} ($\sigma_m = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \leq \sigma_{sol}$).

- Si $\sigma_2 = 0$: la Répartition est triangulaire ; La contrainte σ_1 ne doit pas dépasser **1,33** fois la contrainte admissible

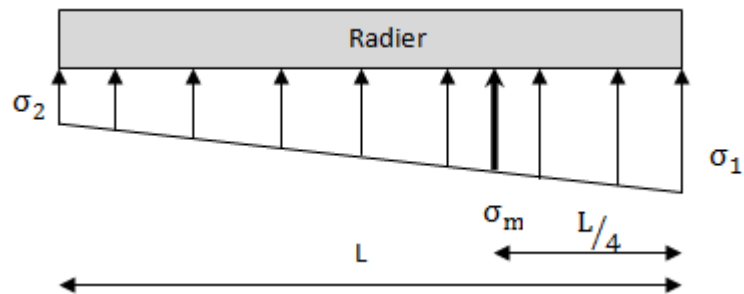


Figure.VI.7: Contraintes sous le radier.

On vérifie que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1,5\sigma_{sol}$

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter des tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4} \quad \text{Reste toujours inférieur à } 1,33\sigma_{sol}$$

Avec :

$$\begin{cases} I_{xx} = 12085,064 \text{ m}^4 \\ I_{yy} = 33180,412 \text{ m}^4 \end{cases}$$

ELU :

$$N_u = N_u (\text{structure}) + N_u (\text{infrastructure})$$

$$N_u = 71601,66 \text{ kN}$$

M : le moment de renversement.

$$M_x = 137576,86 \text{ kN.m}$$

$$M_y = 115056,56 \text{ kN.m}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

Tableau.VI.3 : Contraintes sous le radier à l'ELU.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	102,249	101,982	102,18
Sens y-y	137,,213	134,54	136,54
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

ELS :

$$N_s = 51991,88 \text{ kN}$$

$$\bar{\sigma}_{sol} = 250 \text{ kN/m}^2$$

Tableau.VI.4 : Contraintes sous le radier à l'ELS.

	σ_1 (kN/m ²)	σ_2 (kN/m ²)	$\sigma_m \left(\frac{L}{4}\right)$ (kN/m ²)
Sens x-x	102,210	100,01	101,66
Sens y-y	136,84	132,39	102,32
Vérification	$\sigma_1^{\max} < 1,5 \sigma_{sol} = 300$	$\sigma_2^{\min} > 0$	$\sigma \left(\frac{L}{4}\right) < 1,33 \sigma_{sol} = 266$

Conclusion :

Les contraintes sont vérifiées suivant les deux sens, donc pas de risque de soulèvement.

❖ **Détermination des sollicitations les plus défavorables :**

Le radier se calcule sous l'effet des sollicitations suivantes :

$$\text{ELU : } \sigma_u = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 136,54 \text{ kN/m}^2$$

$$\text{ELS : } \sigma_{ser} = \sigma \left(\frac{L}{4}\right) = 102,32 \text{ kN/m}^2$$

VI.4.5 ferrailage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des charges.

On peut donc se rapporter aux méthodes données par le **BAEL 91**.

➤ **Ferrailage de la dalle du radier :**

- **Valeur de la pression sous radier :**

ELU : $u = \sigma_m u \cdot 1m = 136,54 \text{ kN/m}$

ELS: $q_{ser} = \sigma_m se \cdot 1m = 102,32 \text{ kN/m}$

- **Calcul des efforts :**

Le calcul des efforts de la dalle se fait selon la méthode de calcul des dalles reposant sur 04 cotés.

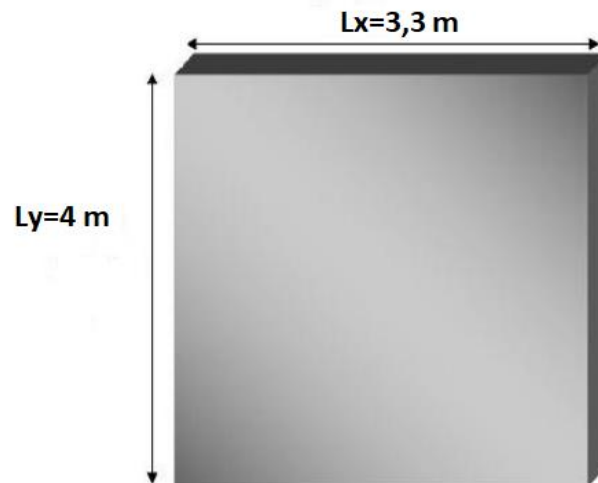


Figure.VI.8 : Panneau de la dalle du radier.

- **Calcul des moments :**

Panneau de rive

- Moment en travée :

$$\begin{cases} M_{ix} = 0,85M_x \\ M_{iy} = 0,85M_y \end{cases}$$

- Moment sur appuis : $\begin{cases} M_{ax}=M_{ay}=0,3M_x \text{ (appui de rive)} \\ M_{ax}=M_{ay}= 0,5M_x \text{ (appui intermédiaire)} \end{cases}$

Panneau intermédiaire

- Moment en travée : $\begin{cases} M_{tx}= 0,75M \\ M_{ty}= 0,75M_y \end{cases}$

Moment sur appuis : $M_{ax}=M_{ay}=0,5M_x$

Avec : $M_0 = \frac{ql^2}{8}$

Le panneau le plus sollicité est un panneau de rive dans le sens yy et intermédiaire dans le sens xx.

$$L_x = 3,3 \text{ m} ; L_y = 4 \text{ m}$$

Si $0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens, et les moments au centre de la dalle, pour une largeur unitaire, sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x q L_x^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grande portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux sont encastres aux niveaux des appuis, d'ou on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

Alors : $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,3}{4} = 0,83 \leq 1,0 \Rightarrow$ la dalle travaille dans les deux sens.

v: Coefficient de poisson $\begin{cases} 0 & \text{à l'ELU} \\ 0,2 & \text{à l'ELS} \end{cases}$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "**BAEL91 modifié 99** "

μ_x et μ_y Dépendent de α et sont donner par un tableau.

à l'ELU (v=0) $\rho = 0,83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0528 \\ \mu_y = 0,6494 \end{cases}$

à l'ELS (v=0,2) $\rho = 0,83 \Rightarrow \begin{cases} \mu_x = 0,0596 \\ \mu_y = 0,7518 \end{cases}$

Moment en travée et sur appuis à l'ELU ($v=0$):

Le rapport des panneaux $0,4 < \frac{L_x}{L_y} = \frac{3,3}{4} = 0,83$ la dalle travaille dans les deux sens

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau.VI.5 : Calcul des moments à l'ELU.

<i>Panneaux</i>	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_u (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P_1	3,3	4	0,83	0,0528	0,6494	136,54	78,51	66,73	50,98	43,33	39,25

Moment en travée et sur appuis à l'ELS ($v=0,2$):

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau .VI.6 : Calcul des moments à l'ELS

<i>Panneaux</i>	L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	μ_y	q_{ser} (kN/m)	M_x (kNm)	M_{tx} (kNm)	M_y (kNm)	M_{ty} (kNm)	M_a (kNm)
P_1	3.3	4	0,83	0,0596	0,7518	102,32	66,41	56,45	49,92	42,43	33,20

Calcul du ferrailage :

Le ferrailage se fait avec le moment maximum en travée et sur appuis. On applique l'organigramme d'une section rectangulaire soumise à la flexion simple (Organigramme I, voire annexe). Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

$f_{c28}=25$ MPA ; $f_{t28}=2,1$ MPA ; $\sigma_{bc}=14,17$ MPA ; $f_c=400$ MPA ; $\sigma_s=348$ MPA ; $b=100$ cm ; $h=20$ cm

$d=0,9h=18$ cm

$(0,4 < \frac{L_x}{L_y} < 1,0)$
1^{er} cas :

Tableau .VI.7: Ferrailage des panneaux P₁ du radier.

	Sens	M _u (kNm)	μ	α	Z(cm)	A _s ^{col} (cm ²)	Choix	A _s ^{adp} (cm ²)	S _t (cm)
Travée	x-x	66.73	0.145	0.197	17	11.28	8T14	12.32	15
	y-y	43.33	0,094	0.124	17	7.32	5T14	7.70	20
Appui	x-x	39.29	0,085	0.112	17	6.64	5T14	7.70	20
	y-y								

❖ Section minimal :

CNF : $A_{s\ min} = 0,23\ bd\ \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.17\ cm^2$

❖ Espacement :

- En Travée :

Sens x-x : $esp = \frac{100}{8} = 12.5cm < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$ esp=15cm

Sens y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20cm < Min(\frac{4h}{45cm}) = 45cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$ esp=20cm

- En Appuis :

Sens x-x et y-y : $esp = \frac{100}{5} = 20\ cm < Min(\frac{3h}{33cm}) = 33cm \dots\dots\dots V\acute{e}rifi\acute{e}$ esp=20cm

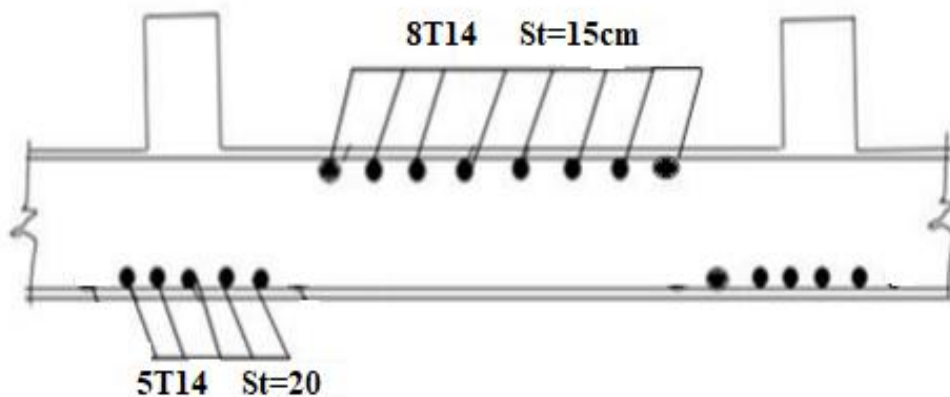


Figure.VI.9 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier (sens xx).

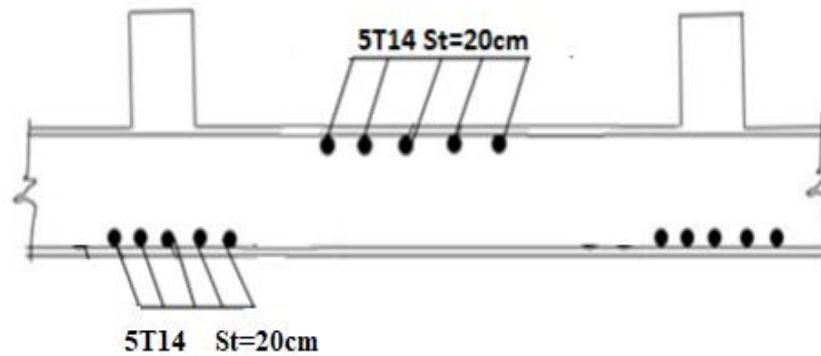


Figure.VI.10 : Schéma de ferrailage de la dalle du radier (sens yy).

➤ **Ferrailage des nervures :**

• **Calcul des efforts :**

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « BAEL91 modifié 99 » [1]

On a :
$$M_0 = \frac{qL^2}{8}$$

En travée : $M_t = 0,75M_0$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0$

• **Calcul des armatures :**

- **Sens X-X :**

$$L_{\max} = 3,3 \text{ m} ; q = \frac{136,54 \times S_{néc}}{L} ; S_{néc} = \left[\frac{(3,3 + 0,7) \times 2}{2} \right] \times 2 = 8 \text{ m}^2$$

$q = 331,01 \text{ kN/ml} ; M_0 = 450,59 \text{ kN.m}$

En travée : $M_t = 0,75M_0 = 337,94 \text{ kN.m}$

Sur appuis : $M_a = 0,50M_0 = 225,29 \text{ kN.m}$

$b = 50 \text{ cm} ; h = 70 \text{ cm} ; d = 63 \text{ cm} ; f_{c28} = 25 \text{ MPA} ; f_{t28} = 2,1 \text{ MPA} ; \sigma_{bc} = 14,17 \text{ MPA} ; f_e = 400 \text{ MPA} ; \sigma_s = 348 \text{ MPA}$

Tableau.VI.8: Ferrailage des nervures (sens x-x).

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	337.94	0.120	0.161	60	16.18	5T20+3T16	21.74
Appuis	225.29	0.080	0.105	60	10.79	5T20	15.71

- **Sens Y-Y :**

$$L_{max}=4 \text{ m} ; q = \frac{136,54 \times S_{néc}}{L} ; S_{néc} = \left[\frac{(4+0.7) \times 1.7}{2} \right] \times 2 = 7.99 \text{ m}^2$$

$$q=272,74 \text{ kN/ml} ; M_0=545,48 \text{ kN.m}$$

$$\text{En travée : } M_t=0,75M_0 = 409,11 \text{ kN.m}$$

$$\text{Sur appuis : } M_a=0,50M_0 = 272,74 \text{ kN.m}$$

$b=50 \text{ cm} ; h=70 \text{ cm} ; d=63 \text{ cm} ; f_{c28}=25 \text{ MPA} ; f_{t28}=2,1 \text{ MPA} ; \sigma_{bc}=14,17 \text{ MPA} ; f_e=400 \text{ MPA}$
 $; \sigma_s=348 \text{ MPA}$

Tableau.VI.9: Ferrailage des nervures (sens Y-Y).

	M_u (kNm)	μ	α	Z (cm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)
Travée	409.11	0.145	0.197	58	20.26	8T20	25.13
Appuis	272.74	0.097	0.128	60	13.11	8T16	16.08

➤ **Vérifications nécessaires :**

1- Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 3.80 \text{ cm}^2$$

Tableau.VI.10 : Vérification de la condition de non fragilité.

		$A_s^{adp}(cm^2)$	A_s^{min}	Vérification
<i>Sens X</i>	<i>Travée</i>	21.74	3.80	<i>Oui</i>
	<i>Appuis</i>	15.71	3.80	<i>Oui</i>
<i>Sens Y</i>	<i>Travée</i>	25.13	3.80	<i>Oui</i>
	<i>Appuis</i>	16.08	3.80	<i>Oui</i>

2- Armatures de peau :

Les armatures dénommées « armatures de peau » sont réparties sur les parements des poutres de grande hauteur, leur section est au moins $3 \text{ cm}^2 / \text{ml}$ par mètre de longueur de paroi mesuré perpendiculairement à leur direction.

$$h=70\text{cm} \quad A_p = 3 \times 0.7 = 2,10\text{cm}^2$$

On choisit $A_p = 3T12 = 3,39 \text{ cm}^2$

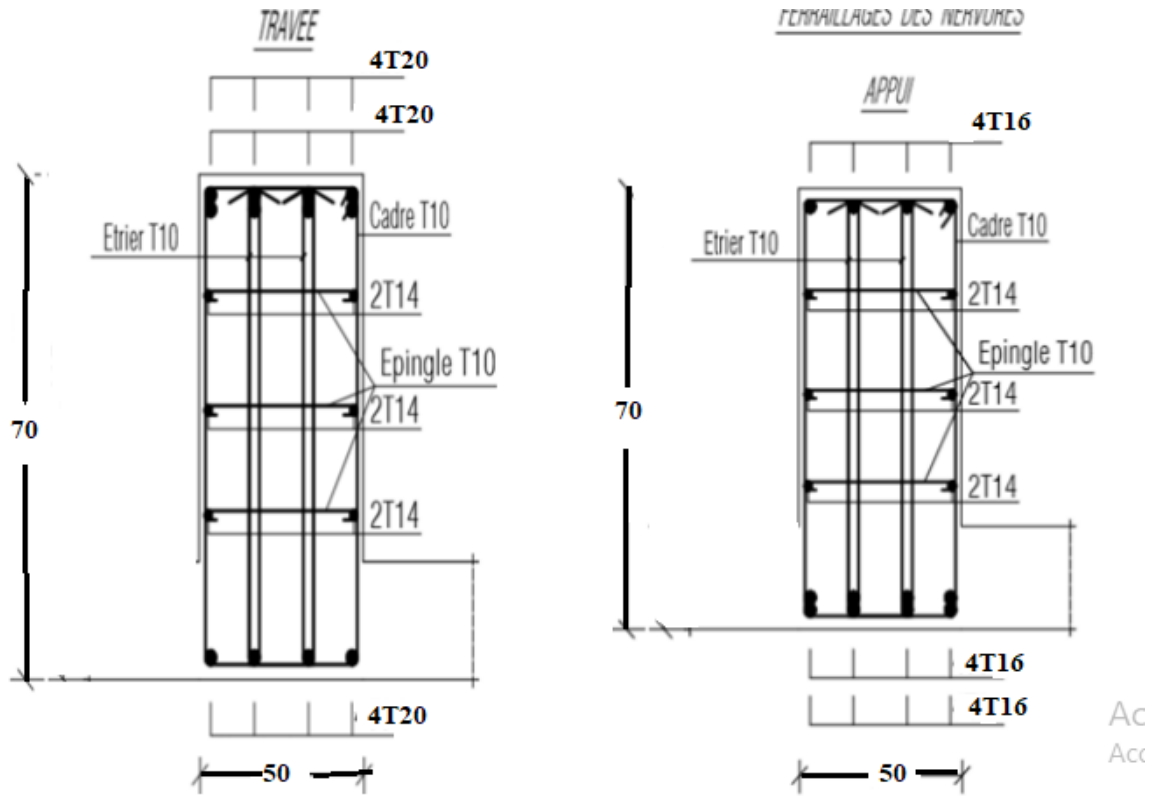


Figure.VI.11 : Ferrailage des nervures suivant X-X.

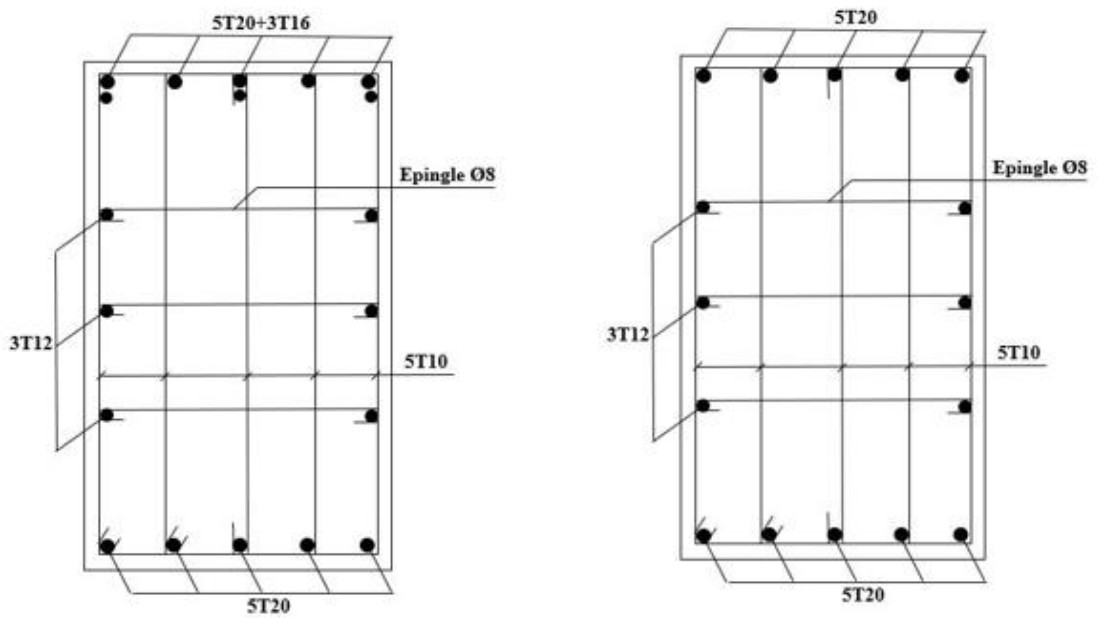


Figure.VI.12: Ferrailage des nervures suivant Y-Y.

➤ **FERRAILLAGE des débords :**

Le débord du radier est assimilé à une console de longueur $L = 0,5 \text{ m}$, le calcul du ferrailage se fait pour une bande de 1m à l'ELU.

Le calcul du débord est analogue à celui d'une poutre en console d'un mètre de largeur, on considère que la fissuration est préjudiciable.

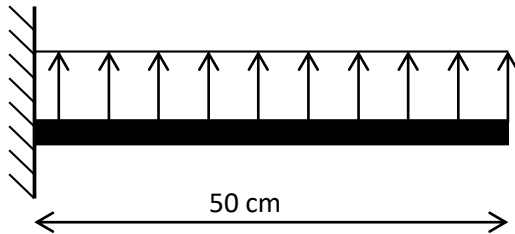


Figure.VI.13 : Schéma statique du débord.

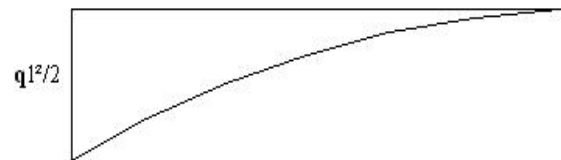


Figure.VI.14 : Diagramme des Moments.

- **Evaluation des charges :**

E.L.U : $q_u = 136.54 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m .

E.L.S : $q_{ser} = 102.32 \text{ kN/ml}$ → Pour une bande de 1m .

- **Calcul des efforts :**

La section dangereuse est au niveau de l'encastrement

$$\text{E.L.U : } M_u = \frac{q_u \cdot L^2}{2} = 17.07 \text{ kN.m}$$

$$T_u = - q_u \cdot L = - 68.27 \text{ kN}$$

$$\text{E.L.S : } M_{ser} = \frac{q_{ser} \cdot L^2}{2} = 12.79 \text{ kN.m}$$

$$T_{ser} = - q_{ser} \cdot L = - 51.16 \text{ kN}$$

- **Calcul de ferrailage :**

Le ferrailage se fera pour une bande de 1m , et selon l'organigramme I (voir annexe).

Avec : **$b = 100\text{cm}$, $h = 20\text{cm}$, $d = 18\text{cm}$, $f_{c28} = 25\text{MPa}$, $\sigma_{bc} = 14.17\text{MPa}$.**

Tableau .VI.11 : Ferrailage des débords.

	$M_u(kNm)$	μ	α	$Z(cm)$	$A_s^{cal}(cm^2)$	Choix	$A_s^{adp}(cm^2)$
Travée	17.07	0,041	0,047	18	2.78	4T10	3,14

- **Vérifications nécessaires :**

- **Condition de non fragilité :**

$$A_{s\min} = 0,23 bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 2.18 \text{ cm}^2 < 3.14 \text{ cm}^2 \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

On adopte

Choix : 4T10, avec $A_s=3.14 \text{ cm}^2$, esp=20 cm

- **Armatures de répartition :**

$$\frac{A_s}{4} \leq A_r \leq \frac{A_s}{2} \quad 0.785 \text{ cm}^2 \leq A_r \leq 1.57 \text{ cm}^2$$

On prend : 4T8 = 1.51 cm^2 , $S_t = 25 \text{ cm}$

VI.5 Voile périphérique :

VI.5.1 Introduction :

Un voile périphérique est prévu entre la fondation et le niveau du plancher RDC D'après le RPA99/version2003, le voile périphérique doit avoir les caractéristiques minimales ci-dessous :

- L'épaisseur du voile doit être supérieur ou égale 15cm
- Les armateurs sont constitués de deux nappes. Le pourcentage minimal est de 0,1%B dans les deux sens (horizontal et vertical).

Avec : B : Section du voile.

- Les ouvertures dans le voile ne doivent pas réduire sa rigidité d'une manière importante.
- La longueur de recouvrement est de $40\emptyset$ avec disposition d'équerres de renforcement dans les angles.

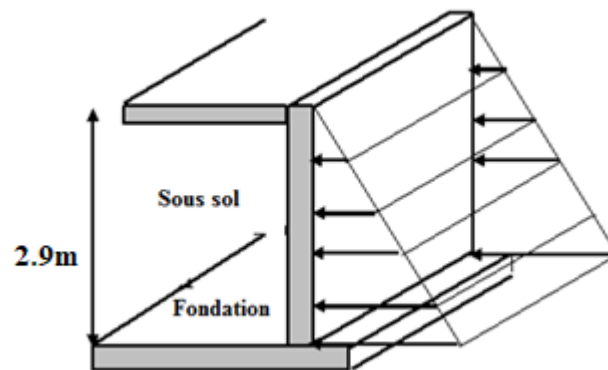


Figure VI.15 : Evaluation des charges

VI.5.2 Pré dimensionnement :

Hauteur : $h=2.90\text{m}$.

Longueur : $L=4\text{m}$.

Épaisseur : $e=20\text{cm}$.

VI.5.3 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).

$L_x=2.90\text{m}$; $L_y=4\text{m}$; $e = 18 \text{ cm}$.



Figure.VI.16: 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 ($\gamma = 18 \text{ kN/m}^3$).

h : Hauteur du voile.

A : coefficient numérique en fonction de l'angle de frottement interne.

$$\varphi = 19^\circ \quad Af(\varphi) = \text{tg}^2 \left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2} \right) = 0,51$$

Donc : \Rightarrow

$$1 > \frac{L_x}{L_y} = 0,73 > 0,4 \quad \text{La dalle travaille dans les deux sens.}$$

$$\mu_x = 0,0646 ; \mu_y = 0,4780 ; \begin{cases} M_x = \mu_x Q_u L_x^2 = 20.61 \text{ kN.m} \\ M_y = \mu_y M_x = 9.85 \text{ kN.m} \end{cases}$$

Tableau VI.12 : Calcul des moments en travée et sur appuis.

M_x (kN.m)	M_{tx} (kN.m)	M_y (kN.m)	M_{ty} (kN.m)	M_a (kN.m)
20.61	15.46	9.85	7.39	10.31

VI.5.4 Ferrailage du voile périphérique :

b=100cm ; h=20cm ; d=0,9h=18cm ; $f_c=400 \text{ MPa}$; $f_{c28}=25 \text{ MPa}$; $f_{t28}=2,1 \text{ MPa}$;

$\sigma_s=348 \text{ MPa}$; $F_{bc}=14.17 \text{ MPa}$.

Tableau.VI.13 : Ferrailage du voile périphérique.

	Sens	M_u	μ	α	Z (mm)	A_s^{cal} (cm ²)	Choix	A_s^{adp} (cm ²)	Esp (cm)
Travée	x-x	15.46	0.034	0.043	17.69	2.51	6T10	4.71	25
	y-y	7.39	0.016	0.020	17.85	1.19	5T10	3.93	25
Appuis	x-x	10.31	0.022	0.028	17.79	1.66	6T10	4,71	25
	y-y								

❖ Vérifications nécessaires :

➤ Espacements :

- Armatures // Lx : $St \leq \min(3e, 33\text{cm}) = 33\text{cm}$; Soit : $St=25\text{cm}$
- Armatures // Ly: $St \leq \min(4e, 45\text{cm}) = 45\text{cm}$; Soit : $St=25\text{cm}$

➤ Condition de non fragilité :

Les dalles travaillent dans les deux sens :

$$\begin{cases} A_x \geq A_x^{min} ; A_x^{min} = \rho_0 \left[3 - \frac{L_x}{L_y} \right] \frac{bh}{2} \\ A_y \geq A_y^{min} ; A_y^{min} = \rho_0 bh \end{cases}$$

$\rho_0 = 0,0008$ Pour les barres FeE400

$$A_x^{min} = 0,0008 \left[3 - \frac{2,9}{4,00} \right] \frac{100 \times 20}{2} = 1.82 \text{ cm}^2$$

$$A_y^{min} = 0,0008 \times 100 \times 20 = 1.6 \text{ cm}^2$$

- En travée :

$$\begin{cases} A_x = 4.71 > A_x^{min} = 1.82 \text{ cm}^2 \\ A_y = 3.93 > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

- En travée :

$$\begin{cases} A_x = 4,71 > A_x^{min} = 1.82 \text{ cm}^2 \\ A_y = 4,71 > A_y^{min} = 1.6 \text{ cm}^2 \end{cases}$$

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

On doit vérifier que $\tau_u = \frac{T_u^{max}}{bd} \leq \bar{\tau}_u = 0,05f_{c28} = 1,25\text{Mpa}$

$$T_x = \frac{q_u L_x L_y}{2L_x + L_y} = 44.90 \text{ kN}$$

$$T_y = \frac{q_u L_x}{3} = 36.67 \text{ kN}$$

$$T_u^{max} = \max(T_x ; T_y) = 44.90 \text{ kN}$$

$$\tau_u = \frac{44.90 \times 10^3}{1000 \times 180} = 0,249 \text{ MPa} < 1,25 \text{ MPa} \dots \dots \dots \text{Vérifiée}$$

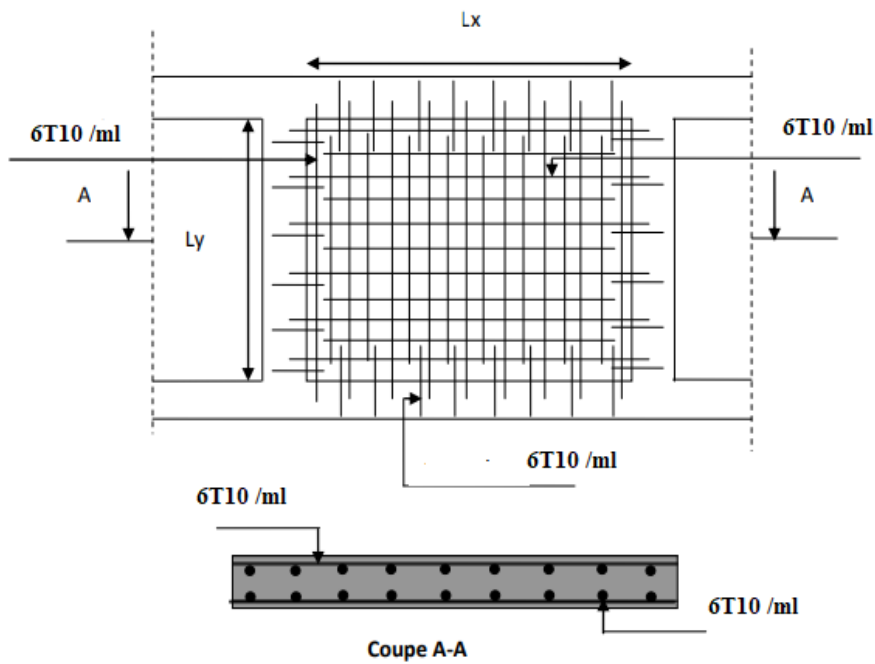


Figure.VI.17 : Schéma de ferrailage du voile périphérique.

Conclusion Générale

Conclusion Générale

Dans le cadre de ce modeste travail de fin d'étude, on a pu prendre connaissances des principales étapes à mener lors de l'étude d'un projet de construction, Il nous a aussi permis de comprendre plusieurs facettes du métier d'un master et d'utiliser le logiciel SAP2000.

Nous avons compris combien il est important de bien analyser une structure avant le passage au ferrailage des éléments structuraux. L'analyse de la structure d'un ouvrage est une étape très importante qui permet de faire une bonne conception parasismique au moindre coût. L'objectif primordial étant bien sûr, la protection des vies humaines lors d'un séisme majeur.

Les points importants tirés de cette étude sont :

- Le prédimensionnement est une étape préliminaire ; son but est de choisir les sections des éléments structuraux du bâtiment qui peuvent changer considérablement après l'étude dynamique.
- Le séisme peut engendrer des dégâts importants dans les constructions, ce qui rend l'étude dynamique, une étape primordiale dans les calculs des structures en béton armé. Le règlement RPA99 v.2003 nous a permis de bien s'adapter aux exigences apportées à chaque élément structural.
- L'analyse dynamique représente une étape déterminante et primordiale dans la conception parasismique des structures. Par conséquent des modifications potentielles peuvent être apportées aux éléments résistants de la structure lors de cette étape.
- En déterminant le chargement sismique (spectre de réponse), il est nécessaire de choisir un coefficient de comportement R adéquat qui est un paramètre reflétant la ductilité de la structure et qui est en fonction du système de contreventement. Dans notre cas, nous avons opté pour un coefficient de comportement égal à 3.5 (Système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé).
- La compréhension des facteurs qui influent sur le comportement dynamique d'une structure en vibration libre non amortie, nécessite l'analyse de plusieurs configurations et de modèles de système de contreventement pour avoir une bonne distribution des voiles., La disposition des voiles est un facteur important, car son rôle est déterminant dans le comportement de la structure vis-à-vis du séisme ; tout en respectant les lois en vigueur tel que **R.P.A 99 V 2003**.

Conclusion Générale

- Le ferrailage des poteaux et des poutres a été fait respectivement en flexion composée, en flexion simple en utilisant le logiciel **SOCOTEC** qui nous a permis de diminuer les erreurs de calcul manuel et le temps.
- Le ferrailage des voiles a été fait par la méthode des forces (M, N). L'utilisation du logiciel **SAP2000** nous a permis de calcul (M, N) après en utilise logiciel **EXCEL**.
- Pour l'infrastructure on a opté pour le type de fondation radier général vu l'importance des charges du bâtiment et pour éviter le chevauchement des semelles filantes.

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé. CBA93, Ministère de l'Habitat.
- [2] D.T.R – B.C. 2.48, "Règles Parasismiques Algériennes 99 version 2003", C.G.S.
- [3] DTU Règles BAEL 91 révisées 99 règle de calcul DTU P 18-702. février 2000.
- [4] Charges Permanentes et Charges d'Exploitation, DTR B C 2 2.

➤ Logiciels :

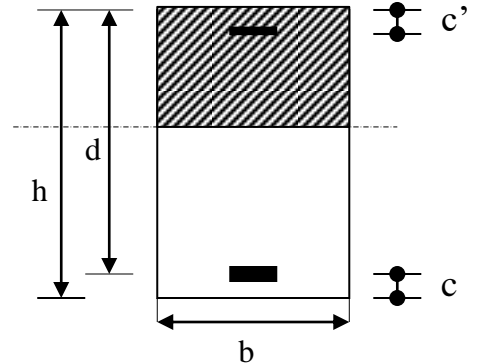
- Sap2000 version 14.....Analyse des structures
- AUTOCAD 2013.....Dessin.
- EXCEL 2013.....Calcul.
- WORD 2013.....Traitement du texte.
- SOCOTEC... (calcul de sections rectangulaires en béton armé a la flexion simple.

ANNEXES

ORGANIGRAMME -I-

SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION SIMPLE

LES DONNEES
Caractéristique du béton et
l'acier
Sollicitation M_u



$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 \cdot f_{c28}}{\gamma_b}$$

$$\mu = \frac{M_U}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_{bc}}$$

$$\zeta_{es}$$

$$\alpha_R = \frac{3,5}{3,5 + 1000 \cdot \zeta_{es}}$$

$$\mu_R = 0,8 \cdot \alpha_R \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui ($A_s' = 0$)

Non ($A_s' \neq 0$)

$\mu < \mu_R$

$$1,25 \cdot [1 - \sqrt{1 - 2 \cdot \mu}]$$

$$\zeta_s = (3,5 \cdot 10^{-3} + \zeta_{es}) \cdot [(d-c')/d] - \zeta_{es}$$

$$Z = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha)$$

$$Z_R = d \cdot (1 - 0,4 \cdot \alpha_R)$$

Oui

Non

$\mu \leq 0,186$

$$M_R = \mu_R \cdot b \cdot d^2 \cdot \alpha_R$$

$$\zeta_s = 10 \cdot 10^{-3}$$

$$\varepsilon_s = 3,5 \cdot 10^{-3} \cdot \left[\frac{1 - \alpha}{\alpha} \right]$$

$$A_s' = (M_U - M_R) / [(d-c') \cdot \sigma_s']$$

$$A_s = M_U / (Z \cdot \sigma_s)$$

$$A_s = \left[\frac{M_U - M_R}{(d-c')} + \frac{M_R}{Z_R} \right] \cdot \frac{1}{f_e / \gamma_s}$$

Situation durable :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,5 \\ \gamma_s = 1,15 \end{cases}$$

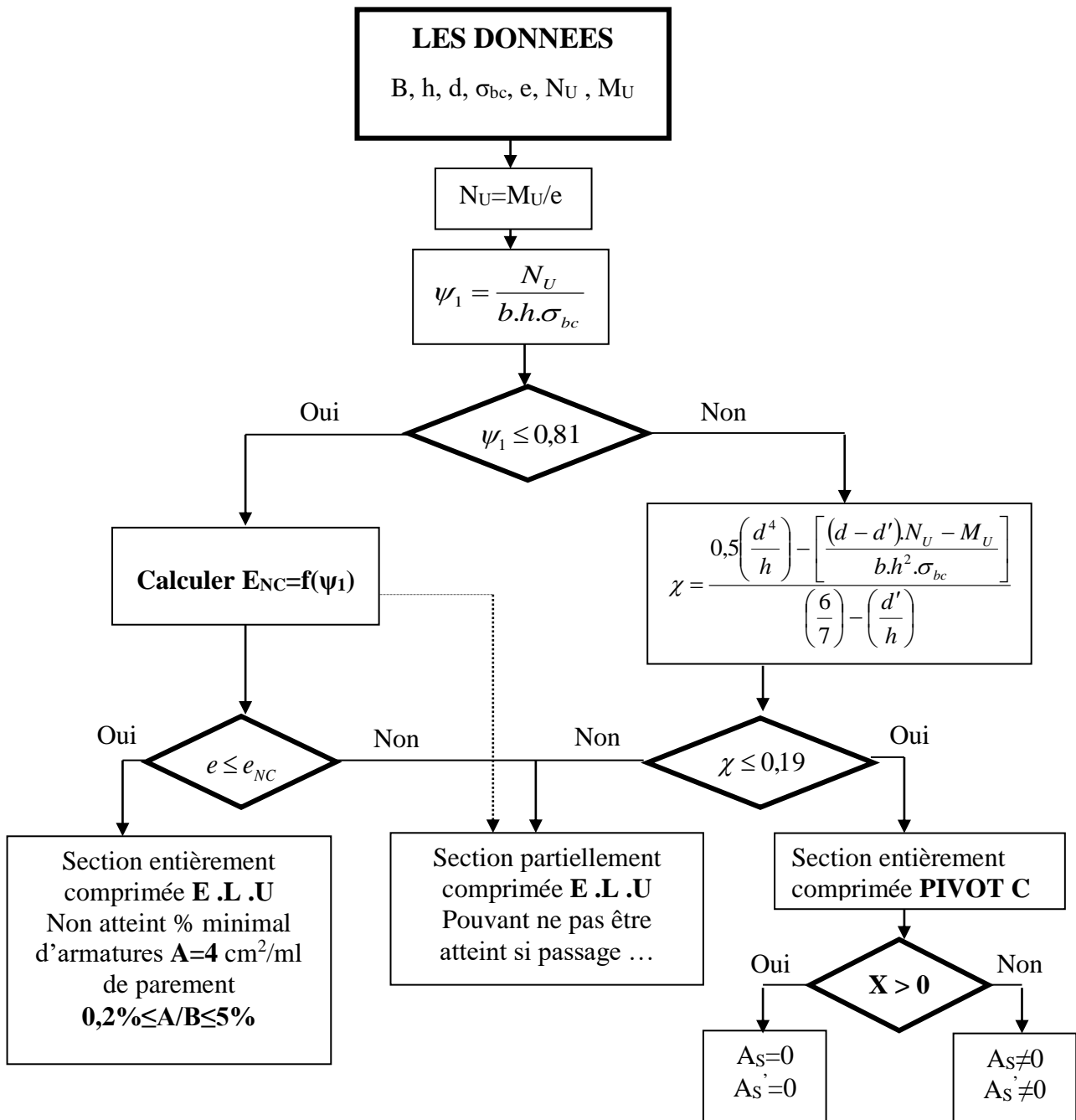
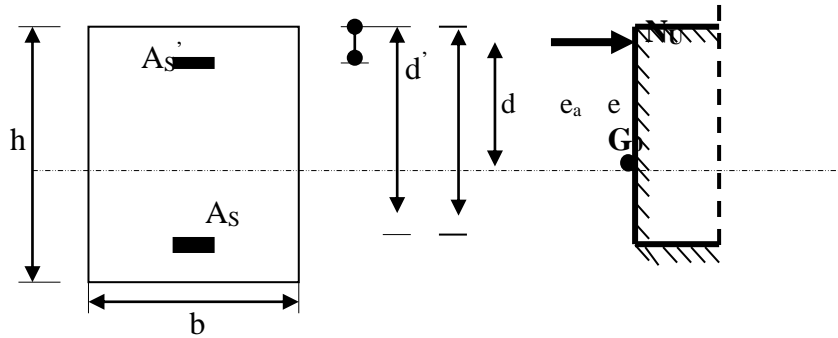
Situation accidentelle :

$$\begin{cases} \gamma_b = 1,15 \\ \gamma_s = 1 \end{cases}$$

ANNEXES

ORGANIGRAMME -II-

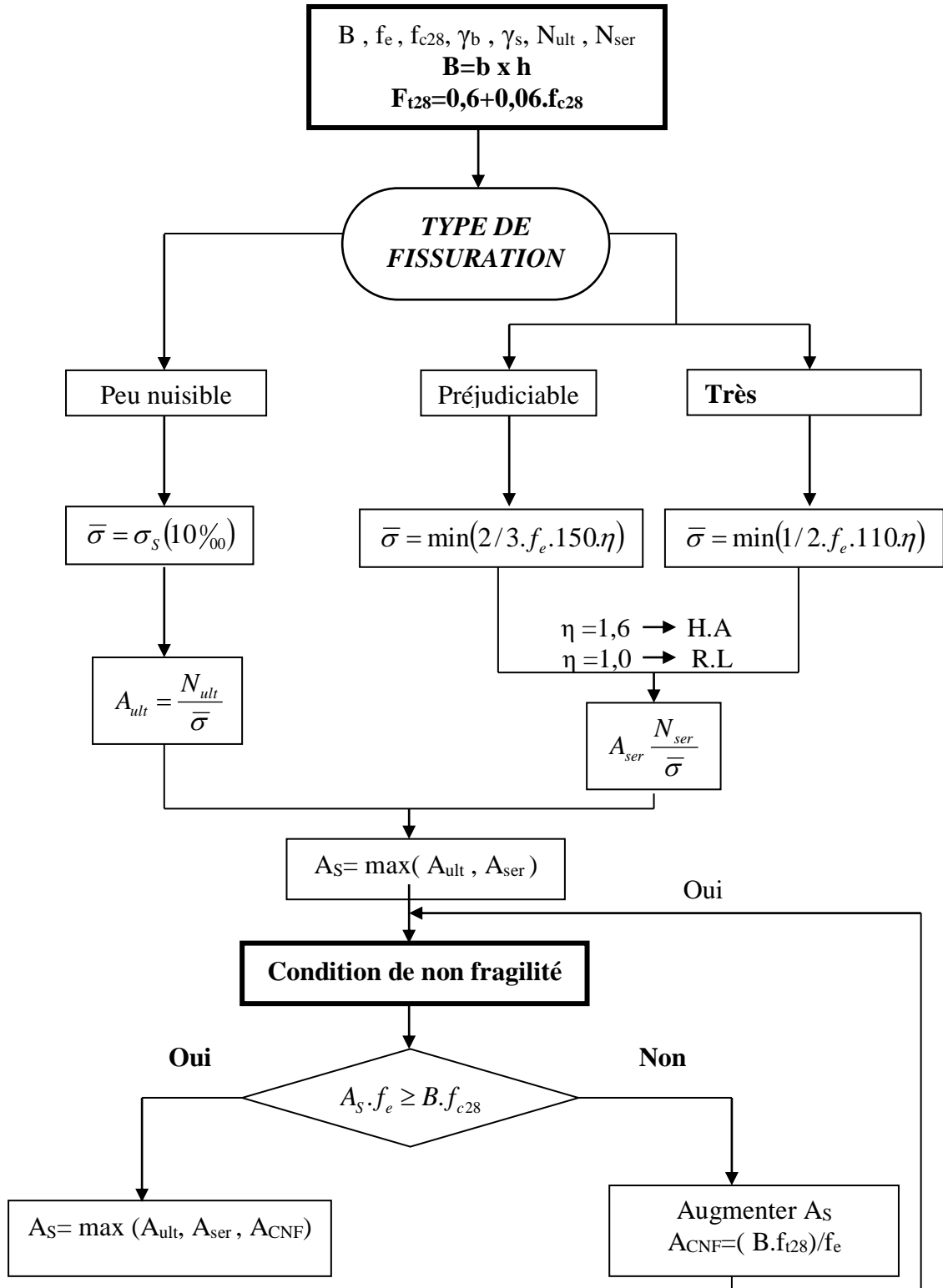
CALCUL D'UNE SECTION RECTANGULAIRE A L'E.L.U EN FLEXION COMPOSEE



ANNEXES

ORGANIGRAMME - III -

TRACTION SIMPLE



ANNEXES

Section en cm² de N armatures de diamètre ϕ en mm

N \ ϕ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0.20	0.28	0.50	0.79	1.13	1.54	2.01	3.14	4.91	8.04	12.57
2	0.39	0.57	1.01	1.57	2.26	3.08	4.02	6.28	9.82	16.08	25.13
3	0.59	0.85	1.51	2.36	3.39	4.62	6.03	9.42	14.73	24.13	37.70
4	0.79	1.13	2.01	3.14	4.52	6.16	8.04	12.57	19.64	32.17	50.27
5	0.98	1.41	2.51	3.93	5.65	7.70	10.05	15.71	24.54	40.21	62.83
6	1.18	1.70	3.02	4.71	6.79	9.24	12.06	18.85	29.45	48.25	75.40
7	1.37	1.98	3.52	5.50	7.92	10.78	14.07	21.99	34.36	56.30	87.96
8	1.57	2.26	4.02	6.28	9.05	12.31	16.08	25.13	39.27	64.34	100.53
9	1.77	2.54	4.52	7.07	10.18	13.85	18.10	28.27	44.18	72.38	113.10
10	1.96	2.83	5.03	7.85	11.31	15.39	20.11	31.42	49.04	80.42	125.66
11	2.16	3.11	5.53	8.64	12.44	16.93	22.12	34.56	54.00	88.47	138.23
12	2.36	3.39	6.03	9.42	13.57	18.47	24.13	37.70	58.91	96.51	150.80
13	2.55	3.68	6.53	10.21	14.70	20.01	26.14	40.84	63.81	104.55	163.36
14	2.75	3.96	7.04	11.00	15.83	21.55	28.15	43.98	68.72	112.59	175.93
15	2.95	4.24	7.54	11.78	16.96	23.09	30.16	47.12	73.63	120.64	188.50
16	3.14	4.52	8.04	12.57	18.10	24.63	32.17	50.27	78.54	128.68	201.06
17	3.34	4.81	8.55	13.35	19.23	26.17	34.18	53.41	83.45	136.72	213.63
18	3.53	5.09	9.05	14.14	20.36	27.71	36.19	56.55	88.36	144.76	226.20
19	3.73	5.37	9.55	14.92	21.49	29.25	38.20	59.69	93.27	152.81	238.76
20	3.93	5.65	10.05	15.71	22.62	30.79	40.21	62.83	98.17	160.85	251.33

Tableau des armatures