

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية
RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE

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



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

كلية التكنولوجيا
Faculté De Technologie

قسم الهندسة المدنية
Département de Génie Civil

مذكرة نهاية التخرج

MEMOIRE DE PROJET DE FIN D'ETUDE

Pour l'obtention du diplôme master en Génie Civil

Option : matériaux en génie civil

THÈME

ETUDE D'UNE STRUCTURE(R+8) EN BETON ARME A
USAGE HABITATION CONTREVENTE PAR DES VOILES

Etudié et réalisé par

IGHRAYENE Melissa

EL AKEHAL MELIANI Mohamed

Devant le jury composé de :

Mr W. YAHIAOUI	U. Saad Dahleb-Blida	Président
Mr O. AMELLAL	U. Saad Dahleb-Blida	Examinateur
Mme K. MEGUENNI	U. Saad Dahleb-Blida	Promotrice
Mme N. BENTLEMSAN	U. Saad Dahleb-Blida	Co-Promotrice

Blida, Juillet 2023

REMERCIEMENTS

*Tout d'abord, nous exprimons notre gratitude envers Dieu tout-puissant
Pour nous avoir donné la force et la volonté nécessaires pour mener à bien ce
Travail.*

*Nos sincères remerciements et profonde reconnaissance s'étendent à nos chers
parents, Leur amour inconditionnel, leur orientation précieuse, leur confiance
indéfectible et leur patience infinie ont été les piliers indispensables à
l'élaboration de ce travail. Sans eux, rien de tout cela n'aurait été possible.*

*À toutes les personnes avec qui j'ai partagé les meilleurs souvenirs de mon
parcours universitaire, à celles qui ont toujours été là pour moi, que ce soit dans
les moments de joie ou de désespoir : mon père, ma mère, mes sœurs.*

*Ensuite, on aimerait remercier madame MEGUENNI K., notre promotrice et
madame BENTLEMSEN.N, pour leurs confiances, conseils, leurs soutiens et
encouragements.*

*Nous sommes très reconnaissants envers elles pour leurs temps considérables
qu'elles nous ont généreusement consacrées, ainsi que pour leurs qualités
pédagogiques, scientifiques,*

*Franchise et sympathie. On a énormément appris à leurs côtés et nous leurs
Sommes profondément reconnaissant pour tout cela.*

*On remercie également toute personne qui a contribué à la réalisation de ce
travail.*

*On tient aussi à remercier les jurys pour leurs temps accordés à
L'évaluation et l'examinations de ce travail pour l'amélioration de ce dernier.*

*Enfin, j'aimerais exprimer ma gratitude envers toutes les personnes qui ont
participé, de près ou de loin, à mes recherches et à l'élaboration de ce mémoire.*

DÉDICACES

*On dédie ce modeste travail surtout à nos familles qui nous ont beaucoup aidés tout au long de ce travail, et sans oublié nos collègues, nos amis, nos confrères et à tous qui nous connaissent.
Enfin à tous ceux qui nous sont très chers.*

IGHRAYENE MELISSA

MOHAMED EL AKEHAL MILIANI

RESUME

Ce projet présente une étude d'une structure en béton armé à usage d'habitation, comporte un rez-de-chaussée plus 8 étages, elle est implantée à la Wilaya de BLIDA. Cette région est classée en zone sismique (III) selon le Règlement Parasismique Algérien (RPA99/Version2003). Ce travail qui nous a été confié et constitué d'une étude technique qui est l'analyse et le dimensionnement du bâtiment tout en appliquant les règles de la construction en vigueur (C.B.A.93, B.A.E.L.91 modifié en 99 et RPA99/V2003), l'analyse sismique de la structure a été réalisée à l'aide du logiciel d'analyse ETABS 2016.

Mots clés :

Béton Armé, Bâtiment, Séisme, RPA99/V2003, C.B.A.93, B.A.E.L91, ETABS 2016.

ملخص

هذا المشروع يقدم دراسة لهيكل مسلح من الخرسانة المستخدم للسكن، ويتكون من طابق أرضي بالإضافة إلى 8 طوابق، وهو موجود في ولاية البليدة. تم تصنيف هذه المنطقة كمنطقة زلزالية (الدرجة الثالثة) وفقاً للوائح الزلازل الجزائرية (RPA99 / الإصدار 2003). (هذا العمل الذي تم تكليفنا به يتكون من دراسة فنية هي تحليل وتصميم المبنى مع تطبيق قواعد البناء السارية C.B.A.93)، B.A.E.L.91 المعدل في 99 و (RPA99 / V2003). تم إجراء تحليل زلزالي للهيكل باستخدام برنامج تحليل ETABS 2016.

الكلمات المفتاحية

ETABS 2016، B.A.E.L91، C.B.A.93، RPA99 / V2003، خرسانة مسلحة، مبنى، زلزال،

ABSTRACT:

This project presents a study of a reinforced concrete structure used for residential purposes, consisting of a ground floor plus 8 floors, located in the Wilaya of BLIDA. This region is classified as a seismic zone (Zone III) according to the Algerian Seismic Code (RPA99/Version2003). The assigned task involves a technical study, which includes the analysis and design of the building while adhering to the current construction regulations (C.B.A.93, B.A.E.L.91 modified in 99, and RPA99/V2003). The seismic analysis of the structure was performed using the analysis software ETABS 2016

Keywords:

Reinforced Concrete, Building, Seismic, RPA99/V2003, C.B.A.93, B.A.E.L91, ETABS 2016.

SOMMAIRE :

INTRODUCTION GENERALE

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage	3
I.1. Introduction sur l'ouvrage	3
I.2. Présentation de l'ouvrage	3
I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage	3
I.3. Classification selon le RPA99VER 2003	3
I.4. Structure porteuse	3
I.4.1. Ossature	3
I.4.2. Les Planchers	3
I.4.3. Les poteaux	4
I.4.4. Les poutres	4
I.4.5. L'acrotère	4
I.4.6. Les escaliers	4
I.4.7. Maçonnerie	4
I.4.8. Terrasse	4
I.4.9. Revêtement	4
I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux	5
I.5.1. Le Béton	5
I.5.2. Aciers	8
I.6. Hypothèses de calcul	10
CHAPITRE II : Pré dimensionnement et évaluation des charges	12
II.1. Introduction	12
II.2. Pré dimensionnement des Planchers	12
II.2.1. Planchers à corps creux	12
II.2.2. Dalle pleine (balcon)	13
II.3. Evaluation des charges et surcharges	14
II.3.1. Maçonnerie	14
II.3.2. Plancher en corps creux (16+5)	15
II.4. Pré dimensionnement des éléments résistants	17

II.4.1. Pré dimensionnement des poutres	17
II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux	18
II.4.3. Pré dimensionnement des voiles	27
CHAPITRE III : Calcul des éléments secondaires	
III.1. Introduction	30
III.2. Acrotère	30
III.3. Les escaliers	37
III.4. Balcon	46
Chapitre IV : Etude dynamique	
IV.1 Introduction	54
IV.2. Objectif de l'étude dynamique	54
IV.3. Modélisation de la structure	54
IV.4. Méthodes de calcul	55
IV.4.1 Méthode statique équivalente	55
IV.4.1.1 Principe	55
IV.4.1.2 Domaine d'application	55
IV.4.2 Méthode d'analyse modale spectrale :	56
IV.4.2.1 Principe	56
IV.4.2.2 Domaine d'application	56
IV.4.3 Choix de la méthode	56
IV.5 Combinaison d'action	57
IV.6 Méthode statique équivalente	57
IV.6.1 Coefficient d'accélération de zone (A)	58
IV.6.2 Coefficient de comportement global de la structure (R)	58
IV.6.3 Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T)	58
IV.6.4 Facteur d'amplification dynamique moyen (D)	59
IV.6.5 Facteur de qualité (Q)	60
IV.6.6 Le poids total de la structure (Wt)	60
IV.6.7 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :	61
Dans le sens x	
IV.7 Analyse des modèles	61
IV.7.1 Vérification des déplacements inter étage	62

IV.8 Méthode dynamique modale spectrale	63
IV.8.1 Spectre de réponse	63
IV.8.2 Les différentes dispositions des voiles	65
IV.8.3 Résultante des forces sismiques de calcul	67
IV.8.4 Vérification des conditions du facteur de comportement (R)	67
IV.8.5 Justification de l'effort normal réduit	68
IV.8.6 Vérification des déplacements inter étage	69
IV.8.7 Vérification de l'effet P-Delta	70
IV.9 Conclusion	72

Chapitre V: Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction	74
V.2. Etude des poutres	74
V.2.1. Introduction	74
V.2.2 Combinaisons des charges	74
V.2.3 Recommandations du RPA99 version 2003	74
V.2.4 Sollicitations dans les poutres	77
V.2.5. Calcul des poutres	76
V.2.5.1. Calcul des armatures longitudinales	76
V.2.5.2. Vérification au cisaillement	77
V.2.5.3. Détermination du diamètre des armatures transversales	78
V.2.5.4. Calcul d'espacement des cadres	78
V.2.5.5. Arrêt des barres	80
V.3. Etude des poteaux	81
V.3.1. Introduction	81
V.3.2. Combinaisons des charges	82
V.3.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	82
V.3.4. Sollicitations à considérer	83
V.3.5. Calcul du ferrailage longitudinal	84
V.3.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service	87
V.3.7. Calcul du ferrailage transversal	88
V.4. Étude des voiles	91
V.4.1. Introduction	91
V.4.2. Armatures verticales	92

V.4.3. Armatures horizontales	93
V.4.4. Armatures transversales	93
V.4.5. Diamètre max des armatures	93
V.4.6. Espacement	93
V.4.7. Vérification de la contrainte de cisaillement	94
V.4.8. Calcule de ferrailage	94
V.4.8.1 Déterminations des sollicitations	94
V.4.8.2. Armatures horizontales	95
V.4.8.3. Armatures verticales	96
Chapitre VI : calcul des fondations	
VII.1. Introduction	102
V.II.2. Fonctions assurées par les fondations	102
VII.3. Classification des fondations	102
VII.4. Choix de type de fondation	103
VII.5. Calcul des fondations	103
VII.6. Choix de type de semelle	103
VII.6.1. Semelles isolées	103
VII.6.2. Semelles filante	104
VII.6.3. Radier générale	106
CONCLUSION GENERALE	120

LISTE DES FIGURES :

Fig. I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton	7
Fig. I.2 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS.	8
Fig. I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier a L'ELU.	9
Fig II.1 : Plancher à corps creux avec une dalle de compression	13
Fig. II.2 Dimensions du corps creux	13
Fig. II.3 : Mur simple et double cloison	15
Fig. II.4 : Composants d'un plancher terrasse	15
Fig. II.5 : Schéma de la poutre	17
Fig. II.6 : Poteau central	22
Fig. II.7 : poteau de rive	23
Fig. II.8 : poteau d'angle	25
Fig. II.9 : Schéma du voile	28
Fig. III.1 : Coupe transversale de l'acrotère (Coupe a-a)	30
Fig. III.2: Diagramme des efforts internes.	32
Fig. III.3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée	33
Fig. III.4 : Ferrailage de l'acrotère (coupe A-A)	37
Fig. III.5 : Dimensions de l'escalier	38
Fig. III.6 : Schéma statique	39
Fig. III.7 : Schéma statique	40
Fig. III.8 : Schéma de ferrailage d'escalier	45
Fig. III.9 : schéma du balcon.	46
Fig. III.10 : Schéma de balcon	46
Fig. III.11 : Schéma de ferrailage	52
Fig IV.1 : Modélisation de la structure	55
Fig IV.2 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE »	64
Fig IV.4: Disposition Final	65
Fig V.1 : Arrêt des barres	80
Fig V.2 : Les schémas de ferrailage des poutres principaux	81
Fig V.3 : Les schémas de ferrailage des poutres secondaires	81

Fig V.4 : Schéma des ferraillements des poteaux	90
Fig V.5 : Disposition des voiles	91
Fig V.6 : Les contraintes sur le voile	96
Fig V.7 : Les schémas de ferraillement de voile (V1 et V2)	99
Fig V.8 : Les schémas de ferraillement de voile (V3)	100
Fig V.9 : Les schémas de ferraillement horizontal des voiles (V1/V2/V3)	100
Fig VI.1 : Contrainte sous le radier	110
Fig VI.2 : Ferraillement de la dalle du radier	115
Fig VI.3 : Ferraillement des nervures	119

LISTE DES TABLEAUX :

Tab I.1 : Types d'aciers utilisés et leurs nuances	8
Tab II.1 : Charges permanentes des murs intérieurs	14
Tab II.2 : Charges permanentes des murs extérieurs	14
Tab II.3 : Charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse inaccessible	15
Tab II.4 : Charge permanente du plancher courant	16
Tab II.5 : Charges permanentes et d'exploitation des balcons	16
Tab II.6 : Pré dimensionnement des poutres	18
Tab II.7 : Tableau de dégression des surcharges	20
Tab II.8 : Choix des sections de poteau central	23
Tab II.9 : Choix des sections de poteau de rive	24
Tab II.10 : Choix des sections de poteau d'angle	25
Tab III.1 : Evaluation des sollicitations	32
Tab III.2 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale.	34
Tab III.3 : Evaluation des charges et surcharges	39
Tab III.4 : Ferrailage de l'escalier ELU	42
Tab III.5 : Ferrailage de l'escalier ELS	43
Tab III.6 : Espacement des armatures	43
Tab III.7 : calcul de ferrailage	48
Tab III.8 : Les efforts à ELS	50
Tab III.9 : Vérification de la flèche	51
Tab IV.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité	60
Tab IV.2 : Tableau de vérification des masses modales	62
Tab IV.3 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)	63
Tab IV.4: Périodes de chaque disposition	66
Tab IV.5 : Tableau de vérification des masses modales	66
Tab IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques	67
Tab IV.7 : Vérification des sollicitations dues aux charges verticales	67
Tab IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit	69
Tab IV.9 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)	70

Tab IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x	71
Tab IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y	73
Tab V.1 : Sollicitations dans les poutres principales	75
Tab V.2 : Sollicitations dans les poutres secondaires	75
Tab V.3 : Vérification au cisaillement	78
Tab V.4 : Longueur de recouvrement calculée et choisi pour chaque type d'acier	79
Tab V.5 : Choix du ferrailage longitudinal et transversal des poutres	79
Tab V.6 : Vérification des contraintes	80
Tab V.7 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes	83
Tab V.8 : Sollicitations des poteaux	84
Tab V.9 : Sollicitations du poteau (40x40)	85
Tab V.10 : Ferrailage du poteau (40x40)	85
Tab V.11 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (Nmax/Mcor)	86
Tab V.12 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (Ncor/Mmax)	86
Tab V.13 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (Nmin/Mcor)	87
Tab V.14 : Choix du ferrailage longitudinal des poteaux	87
Tab V.15 : Vérification des contraintes	88
Tab V.16 : Longueur de recouvrement calculée et choisis pour chaque type d'acier	88
Tab V.17 : Calcule de ferrailage transversal	89
Tab V.18 : Les groupes de voiles et leurs dimensions	92
Tab V.19 : Vérification des voiles au cisaillement	94
Tab V.20 : Sollicitations dans les voiles	94
Tab V.21 : Résultat de ferrailage horizontale	95
Tab V.22 : Résultat de ferrailage verticale	98
Tab VI.1 : Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y à l'ELS	105
Tab VI.2 : Contraintes sous le radier à L'ELU	111
Tab VI.3 : Contraintes sous le radier à L'ELS	111
Tab VI.4 : Calcul des moments à l'ELU	113
Tab VI.5 : Calcul des moments à l'ELS	113
Tab VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier	114
Tab VI.7 Vérification de condition de fragilité	114
Tab VI.8 : Vérification des contraintes (radier)	115

Tab VI.9 : Ferrailage des nervures (sens x-x)	116
Tab VI.10 : Ferrailage des nervures (sens y-y)	116
Tab VI.11 : Vérification de la condition de non fragilité	117
Tab VI.12 : Choix d'espacement	118

INTRODUCTION GENERALE :

Le domaine du génie civil est constamment en évolution, repoussant les limites de l'ingénierie et de la conception des structures. Dans ce contexte, le présent projet de fin d'études en Master 2 vise à étudier une structure en béton armé de type R+8 en forme de U, contreventée par des voiles.

Les structures en béton armé représentent une solution couramment utilisée dans la construction de bâtiments résidentiels et commerciaux, offrant à la fois solidité, durabilité et flexibilité architecturale. La présence de voiles en béton armé joue un rôle crucial dans la résistance aux forces sismiques et aux charges horizontales, garantissant ainsi la stabilité et la sécurité de la structure.

L'objectif principal de ce projet est d'analyser et de concevoir une structure R+8 en béton armé, mettant l'accent sur l'utilisation des voiles de contreventements. Cette étude approfondie impliquera une analyse structurelle détaillée, en prenant en compte les charges verticales et horizontales, les contraintes sismiques et les normes de sécurité en vigueur.

Au cours de ce projet, différentes étapes seront suivies, allant de la modélisation et de l'analyse structurelle jusqu'à la conception des éléments de béton armé. On a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS pour faire le calcul statique et dynamique des éléments structuraux. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par le CBA93 et le RPA99/version2003.

CHAPITRE I :

Présentation de l'ouvrage

I.1. Introduction sur l'ouvrage :

L'ouvrage faisant l'objet de la présente étude est d'une structure en béton armé a usage habitation (**R+8**) qui sera implantée dans la wilaya de **Blida**, classe en **zone III**, selon le classement des zones établit par le Règlement Parasismique Algérien (**RPA 99 version 2003**).

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage est un bâtiment constitué d'un seul bloc, il est composé d'un rez-de-chaussée et 8 étages pour un usage d'habitations.

I.2.1. Caractéristiques géométriques de l'ouvrage :

a) Dimensions en plan du l'ouvrage :

- Longueur totale du bâtiment (sens longitudinal) : 44,90 m
- Largeur totale du bâtiment (sens transversal) : 20,50 m

(Voir les plans en annexes 01)

b) Dimensions en élévation du l'ouvrage :

- Hauteur du rez-de-chaussée : 3,06 m.
- Hauteur de l'étage courant : 3,06 m.
- Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) : 27,54 m.

(Voir les plans en annexes 01)

I.3. CLASSIFICATION SELON LE RPA99VER 2003 :

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

I.4. STRUCTURE PORTEUSE :

I.4.1. Ossature :

Selon le « RPA99 version 2003 », le système de contreventement adopté pour notre structure est celui des portiques en béton armé (poteaux-poutres) suivant les deux directions contreventées par des voiles.

I.4.2. Les Planchers :

Les planchers, étant considérés comme des diaphragmes rigides, d'épaisseur relativement faible par rapport aux autres dimensions de la structure, dont le rôle est de résister aux

charges verticales et les transmettent aux éléments porteurs de la structure, ils ont également un rôle d'isolation thermique et phonique.

Notre bâtiment comporte deux types de planchers :

- Planchers à ceps creux.
- Planchers à dalle pleine.

I.4.3. Les poteaux :

Les poteaux sont des éléments verticaux de l'ossature du bâtiment qui supportent principalement un effort normal de compression.

I.4.4. Les poutres :

Notre structure comporte deux types de poutres dans chaque plancher :

- Poutre porteuse,
- Poutre non porteuse.

I.4.5. L'acrotère :

Au niveau de la terrasse, la structure est entourée d'un acrotère conçu en béton armé de 60cm de hauteur et de 10cm d'épaisseur.

I.4.6. Les escaliers :

La structure comporte un seul type d'escalier qui sert à relier les planchers de tous les étages.

I.4.7. Maçonnerie :

La maçonnerie du bâtiment sera exécutée en briques creuses.

- Murs extérieurs (double cloison) : deux (02) cloisons en briques creuses de 10 cm d'épaisseurs séparées par une lame d'air de 5 cm.
- Murs intérieurs (simple cloison) : sont des cloisons de séparations de 10 cm d'épaisseur.

I.4.8. Terrasse :

- La terrasse sera inaccessible.

I.4.9. Revêtement :

Le revêtement du bâtiment est constitué par :

- Un carrelage de 2 cm pour les chambres, les couloirs et les escaliers ;
- De la céramique recouvrant les murs dans les salles d'eau ;

- De l'enduit de plâtre pour les murs intérieurs et plafonds ;
- Du mortier de ciment pour crépissages des façades extérieurs.

I.5. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

Les caractéristiques des matériaux utilisés dans la construction du bâtiment doivent être conformes aux règles techniques de construction et de calcul des ouvrages en béton armé et tous les règlements applicables en Algérie à savoir : **RPA99 version 2003, CBA93 et BAEL91 modifiées 99.**

I.5.1. Le Béton :

a) Composition du béton :

Le béton est un matériau constitué d'un mélange de ciment, de granulats (graviers, sable) et d'eau, dont les proportions varient selon l'usage.

Pour sa mise en œuvre, le béton doit être maniable et doit présenter certains critères à savoir :

- Une résistance mécanique élevée.
- Un retrait minimum.
- Une bonne tenue dans le temps (Durabilité).

b) Résistance du béton :

b.1/ Résistance du béton à la compression :

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à « j » jours, généralement à 28 jours.

Cette valeur est déterminée par des essais sur des éprouvettes cylindriques normalisées de 200 cm² de section et de 32 cm d'hauteur.

$$J \leq 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{cj} = 0,685 f_{c28} \log(j + 1)$$

$$J = 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{cj} = f_{c28}$$

$$J > 28 \text{ jours} \longrightarrow f_{cj} = 1,1 f_{c28}$$

Pour notre étude, on prend : **$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$.**

b.2/ Résistance du béton à la traction :

La résistance à la traction est déterminée par plusieurs essais ; parmi ces essais on peut citer :

- Traction directe sur les cylindres précédents en collant des têtes de traction.
- Traction par fendage en écrasant le cylindre précédent placé horizontalement entre les plateaux d'une presse.

- Traction – flexion : à l'aide d'une éprouvette prismatique de côté « a » et de longueur « 4a » reposant sur deux appuis horizontaux, soumise à la flexion.

La résistance à la traction est notée par « f_{tj} » ; elle est définie par la relation :

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

Avec $f_{c28} = 30$ MPa, on trouve : $f_{t28} = 2,4$ MPa

c) **Module de déformation longitudinale :**

Ce module est connu sous le nom de module de "Young" ou module de "déformations longitudinales" ; il est défini sous l'action des contraintes normales d'une longue durée ou de courte durée d'application.

c.1/ **Module d'élasticité instantanée « E_{bij} » :**

Sous des contraintes normales d'une durée d'application inférieure à 24h, on admet, à défaut de mesures directes, qu'à l'âge de j jours le module de déformation longitudinale instantanée du béton E_{bij} est défini par la relation :

$$E_{bij} = 11000 (f_{cj})^{1/3} \quad (f_{cj}; E_{bij}; \text{ en MPa}).$$

c.2/ **Module d'élasticité différée « E_{bvj} » :**

Sous des contraintes de longue durée d'application, les **déformations longitudinales complémentaires** dues au fluage du béton sont doubles de celles dues aux mêmes contraintes supposées de courte durée et appliquées au même âge.

La déformation totale du béton sous charge de longue durée est donc triple de la déformation instantanée sous même contrainte.

Le module de déformation longitudinale différée E_{bvj} est donné par la relation :

$$E_{bvj} = 3700 (f_{cj})^{1/3}$$

d) **Coefficient de poisson :**

Le coefficient de poisson représente la variation de dimension transversale d'une pièce soumise à une variation relative de dimension longitudinale.

$$v = \frac{\Delta l/l}{\Delta L/L} = \frac{\text{Allongement dans le sens transversale}}{\text{Raccourcissement longitudinale}}$$

- **E.L.U** : $v = 0$ Calcul des sollicitations (béton fissuré).
- **E.L.S** : $v = 0,2$ Calcul des déformations (béton non fissuré).

e) **Poids volumique :**

On a : $\rho = 25 \text{ kN/m}^3$

f) **Les contraintes limites de calcul :**

f.1/ **Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :**

L'état limite ultime est défini généralement par la limite de résistance mécanique au-delà de laquelle il y a ruine de l'ouvrage ; dans ce cas, la contrainte est définie par :

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

Avec :

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1,5$ cas des situations durables ou transitoires.

$\gamma_b = 1,15$ cas des situations accidentelles.

θ = coefficient fixé en fonction de la durée d'application de l'action considéré.

Si $t > 24\text{h}$ \longrightarrow $\theta = 1$

Si $1 \text{ h} < t < 24 \text{ h}$ \longrightarrow $\theta = 0,9$.

Si $t < 1 \text{ h}$ \longrightarrow $\theta = 0,85$.

Avec : t = durée d'application de l'action considérée en heures.

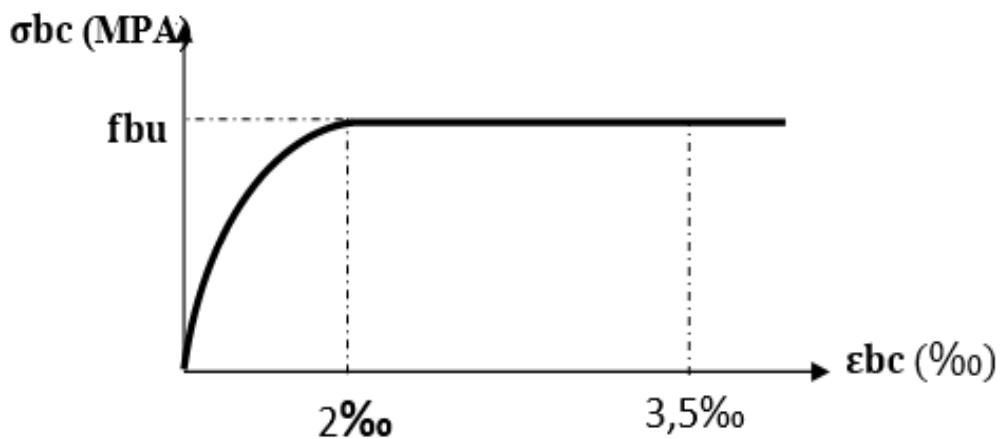


Fig. I.1 : Diagramme contrainte-déformation du béton

f.2/ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

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

- L'état limite de service vis-à-vis de la compression de béton
- L'état limite de service d'ouverture des fissures.
- L'état limite de service de déformation.
- La contrainte limite de service est donnée par : $\sigma_{bc} = 0,6f_{c28}$

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} \implies \sigma_{bc} = 18 \text{ MPa}$$

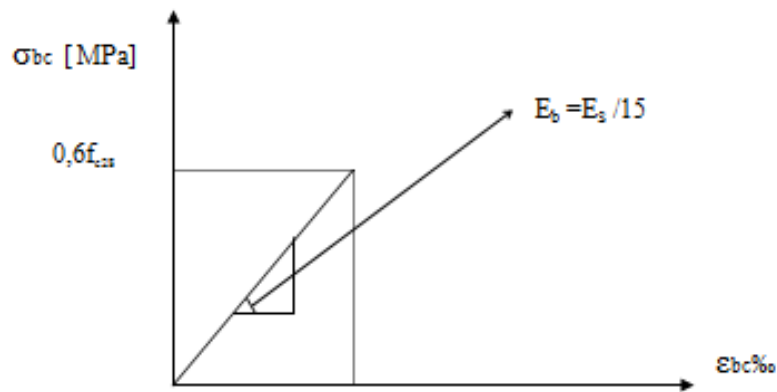


Fig. I.2 : Diagramme contraintes - déformations du béton à l'ELS

I.5.2. Aciers :

Afin de remédier au problème de non résistance du béton à la traction, on intègre dans les pièces de béton des armatures d'acier pour reprendre les efforts de traction.

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

Tab I.1 : Types d'aciers et leurs nuances

Nature	Utilisation	Nuance	Diamètre (mm)	Fe (MPa)
Rond lisse (ADX)	Armatures transversales	FeE235	Ø6 et Ø8	235
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE400	Ø ≥ 10	400
Barre à haute adhérence (HA)	Armatures longitudinales	FeE500	Ø ≥ 10	500
Treillis soudé (T.S)	Dalle de compression	TLE520	0 ≤ Ø ≤ 6	520

a) Les limites élastiques :

- Les ronds lisses (R.L) : $f_e = 235$ MPa.
- Barres à haute adhérence (HA) : $f_e = 500$ MPa.
- Treillis soudés (TS) : $f_e = 520$ MPa.

b) Module d'élasticité des aciers :

Les aciers sont aussi caractérisés par le module d'élasticité longitudinale.

Les expériences ont montré que sa valeur est fixée quel que soit la nuance de l'acier.

$$E_s = 2,1 \times 10^5 \text{ MPa.}$$

c) Les contraintes limites de calcul :

c.1/ Contraintes limites à l'état limite ultime (E.L.U) :

On adopte le diagramme contraintes- déformations suivant :

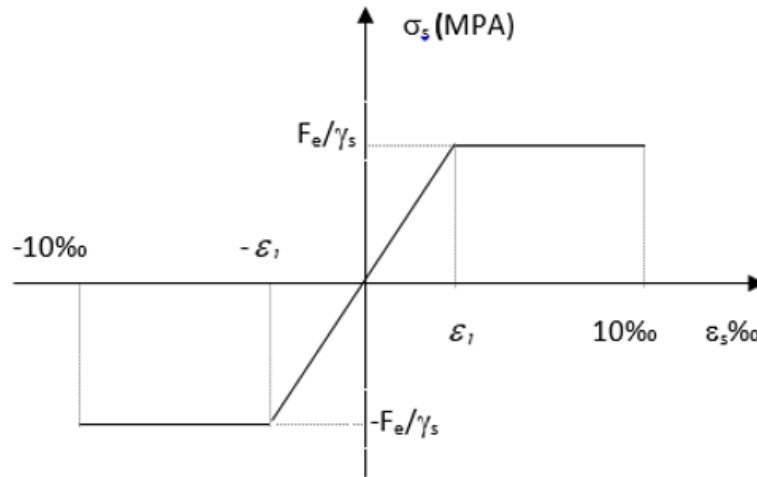


Fig. I.3 : Diagramme contrainte-déformation de l'acier a L'ELU

A l'ELU, la contrainte limite de l'acier est : $\overline{\sigma}_s = \frac{F_e}{\gamma_s}$ Avec :

$\overline{\sigma}_s$: Contrainte de l'acier.

f_e : Contrainte limite d'élasticité garantie de l'acier.

ϵ_s : Déformation relative de l'acier $\rightarrow \epsilon_s = \frac{\Delta L}{L}$

$$\epsilon_{es} = \frac{f_e}{E_s \gamma_s}$$

γ_s : Coefficient de sécurité $\gamma_s = \begin{cases} 1,15 & \text{cas des situations durables.} \\ 1,00 & \text{cas des situations accidentel les.} \end{cases}$

c.2/ Contraintes limites à l'état limite de service (E.L.S) :

C'est l'état où on fait les vérifications des contraintes par rapport aux cas appropriées :

- Fissuration peu nuisible : Aucune vérification à effectuer
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(\frac{1}{2} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{c28}} \right) \right\}$
- Fissuration très préjudiciable : $\sigma_s = 0,8\xi$

Avec :

η : Coefficient de fissuration tel que :

$$\eta = 1,6 \quad \text{pour H.A ; } \eta = 1 \quad \text{pour R.L}$$

$$\text{Avec : } \sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$$

d) Coefficient d'équivalence :

Le coefficient d'équivalence noté **n** est le rapport de : $n = \frac{E_s}{E_b} = 15$

- **n** : Coefficient d'équivalence.
- E_s : Module de déformation de l'acier.
- E_b : Module de déformation du béton.

I.6. HYPOTHESES DE CALCUL :

Le calcul en béton armé aux états limites ultimes de service est basé sur les hypothèses suivantes :

- Les sections droites restent planes après déformations.
- Il n'y a pas de glissement entre les armatures d'acier et le béton.
- Le béton tendu est négligé dans le calcul de la résistance à cause de sa faible résistance à la traction.
- Le raccourcissement unitaire du béton est limité à 3,5‰ en flexion simple ou composée et à 2‰ dans le cas de la compression simple.

CHAPITRE II :

Pré dimensionnement et évaluation des charges

II.1. Introduction :

Le pré-dimensionnement des éléments portaux (poteaux – poutres – voiles) d'une structure est une étape très importante dans le projet de génie civil.

Son but est de définir les dimensions des déferlants éléments. Ces dimensions sont choisies selon les préconisations du (RPA 99 V 2003) et du (CBA93).

Le calcul de pré-dimensionnement se base sur le principe de la descente des charges qui Agissent directement sur la stabilité, la résistance de l'ouvrage et des formules utilisé par les Règlements en vigueur.

II.2. Prédimensionnement des Planchers :

Les planchers sont des plans horizontaux séparant deux étages d'un bâtiment et capables de supporter les charges et surcharges afin de les transmettre aux éléments porteurs ; ainsi que de remplir la condition d'isolation acoustique et la sécurité d'incendie.

II.2.1. Planchers à corps creux :

Les planchers sont constitués de poutrelles préfabriquées associées aux corps creux avec une dalle de compression mince en béton armé.

Pour le pré dimensionnement de la hauteur du plancher, on utilise la formule suivante :

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

Avec : L : la portée de la poutrelle mesurée entre nus des appuis.

$$\frac{410}{25} \leq h_t \leq \frac{410}{20}$$

→ 16.6 cm ≤ h_t ≤ 21,5 cm on choisit h_t = 20cm

$$L = 4.10 \text{ m}$$

$$d = 16 \text{ cm (hauteur de corps creux).}$$

$$e = 4 \text{ cm (hauteur de la dalle de compression).}$$

$$\text{On trouve } h_t = (16+4) \text{ cm}$$

Condition d'isolation acoustique :

$$h_t \geq 16\text{cm, d'où } 20 \text{ cm} > 16 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$



Fig II.1 : Plancher à corps creux avec une dalle de compression

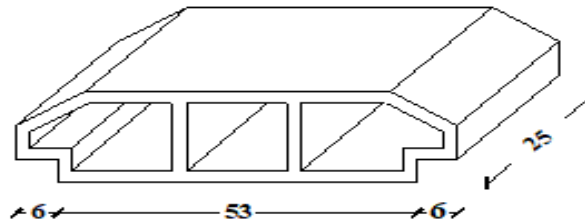


Fig II.2 Dimensions du corps creux

II.2.2. Dalle pleine (balcon) :

Les dalles sont ! des plaques minces dont l'épaisseur est faible par rapport aux autres dimensions et qui peuvent reposer sur 2,3 ou 4 appuis. Ce type d'élément travaille essentiellement en flexion.

L'épaisseur des dalles dépend le plus souvent des conditions d'utilisation que des vérifications de résistance, on déduira donc l'épaisseur des dalles à partir des conditions suivantes :

• **Résistance au feu :**

e = 7,0 cm Pour une heure de coupe-feu.

e = 11 cm..... Pour deux heures de coupe-feu.

D'où : e = 11 cm.

• **Isolation phonique :**

Selon les règles technique « CBA 93 » en vigueur en Algérie l'épaisseur du plancher doit être supérieure ou égale à 13 cm pour obtenir une bonne isolation acoustique.

On limite donc notre épaisseur à : 15 cm

• **Résistance a la flexion :**

Les conditions qui doivent être vérifiées selon le nombre des appuis sont les suivantes :

-Dalle reposant sur deux appuis : $\frac{l_x}{35} \leq e \leq \frac{l_x}{30}$

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

Avec :

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Evaluation Des Charges

e : Epaisseur de la dalle pleine.

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

$$L_x = 4.15 \text{ m}$$

Pour notre cas la dalle pleine repose sur quatre appuis,

On aura donc : $8.20 \leq e \leq 10.25$ (cm).

On admet : **e = 10 cm**

D'après les conditions précédentes, l'épaisseur des dalles pleines :

$$e \geq \max (11; 15; 10) \text{ cm} \Rightarrow \mathbf{e = 15 \text{ cm.}}$$

Conclusion :

Donc pour les dalles on a :

- Dalle en corps creux : **ht = (16+4) cm.**
- Dalle pleine : **e = 15 cm.**

II.3. Evaluation des charges et surcharges :

Le but principal de cette étape consiste à déterminer les différentes charges et surcharges qui ont une influence directe sur notre structure.

II.3.1. Maçonnerie :

- a) Murs intérieurs (simple cloison) :

Tab II.1 : Charges permanentes des murs intérieurs.

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids Volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
3	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
Total				1,62

- b) Murs extérieurs (double cloison) :

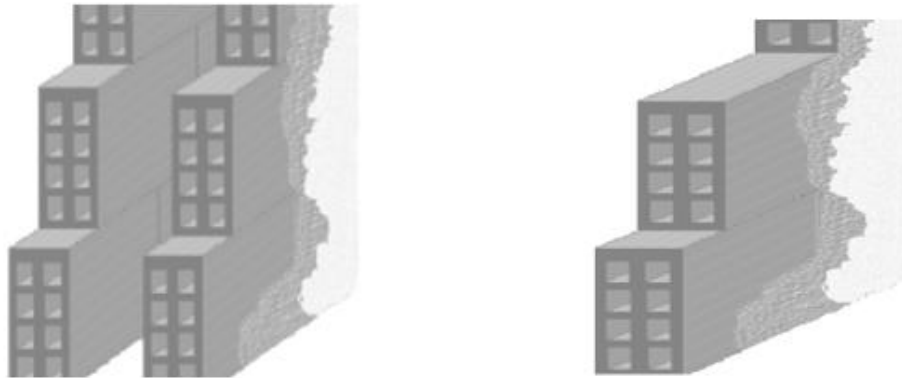
Tab II.2 : Charges permanentes des murs extérieurs

N	Composants	Épaisseur (m)	Poids volumiques (KN/m ³)	Poids surfaciques (KN/m ²)
1	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
2	Brique creuse	0.10	0.90	0.90

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Evaluation Des Charges

3	Lame d'aire	0.05	-	-
4	Brique creuse	0.10	0.90	0.90
5	Enduit en ciment	0.02	0.18	0.36
Total				2,52

Fig II.3 : Mur simple et double cloison



II.3.2. Plancher en corps creux (16+4) :

a) Plancher terrasse (inaccessible) :

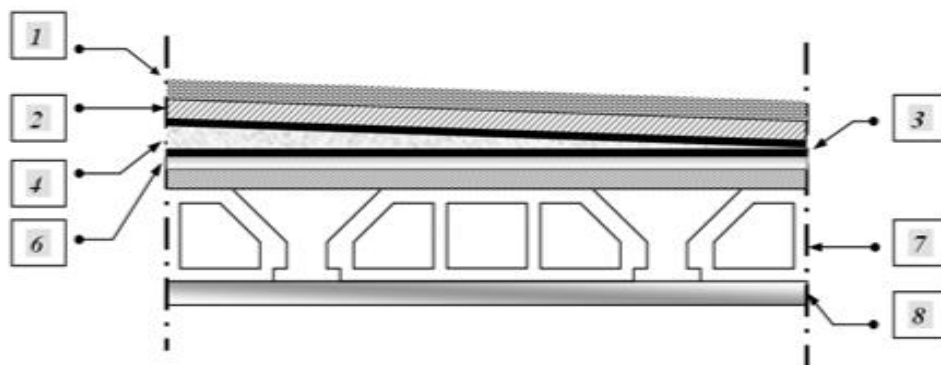


Fig II.4 : Composants d'un plancher terrasse

➤ Charges permanentes :

**Tab II.3 : Charges permanentes et d'exploitation du plancher terrasse
inaccessible**

Composants	Epaisseur(m)	PV (KN/m ³)	PS (KN/m ³)
Gravier de protection	0.05	17	0.85
Etanchéité multicouche	0.02	6	0.12
Forme de pente	0.10	22	2.20
Film polyane	-	-	0.02

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Evaluation Des Charges

Liège (isolant)	0.04	4	0.16
Plancher en corps creux	16+4	-	2.80
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Total			6,35

Charges permanentes $G = 6,35 \text{ KN/m}$

➤ **Charges d'exploitation :**

Terrasse inaccessible $Q = 1 \text{ KN/m}^2$

b) **Plancher courant + RDC :**

➤ **Charges permanentes :**

Tab II.4 : Charge permanente du plancher courant

Composants	Epaisseur(m)	PV (KN/m ³)	PS (KN/m ³)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54
Cloison	0.10	-	1.00
Plancher (16+4)	16+4	-	2.80
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Total			5,34

Charges permanentes $G = 5,34 \text{ KN/m}$

➤ **Charges d'exploitation :**

Pour Habitation : $Q = 1,50 \text{ KN/m}^2$

c) **Les balcons :**

➤ **Charges permanentes :**

Tab II.5 : Charges permanentes et d'exploitation des balcons

Composants	Epaisseur(m)	PV (KN/m ³)	PS (KN/m ³)
Revêtement en carrelage	0.02	20	0.40
Mortier de pose	0.02	20	0.40
Lit de sable	0.03	18	0.54

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Evaluation Des Charges

Dalle pleine	0.15	25	3.75
Enduit en plâtre	0.02	10	0.20
Total			5,29

Charges permanentes $G = 5,29 \text{ KN/m}^2$

➤ Charges d'exploitation : $Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$

II.4. Pré dimensionnement des éléments résistants :

II.4.1. Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont ses éléments porteurs horizontaux en béton armé, leurs rôles est de transmettre aux poteaux les efforts dus aux charges transmises par les planchers.

Le pré- dimensionnement se base sur les trois étapes suivantes :

- Détermination des dimensions (h, b) à partir des formules données par le **(CBA93)**.
 - Vérification des conditions imposée sur (h, b) par le règlement parasismique algérien **(RPA 99 version 2003)**.
- ✓ **Vérification de la rigidité :**

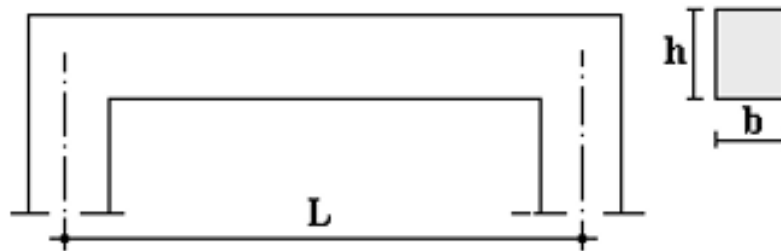


Fig II.5 : Schéma de la poutre

A. Selon les règles CBA93 :

La section de la poutre est déterminée par les formules suivantes :

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

Avec :

L_{\max} : La plus grande portée de la poutre

h : hauteur de la poutre

b : largeur de la poutre

B. Selon le « RPA 99(ver .03) » pour la zone III :

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

C. Vérification de la rigidité :

$$h/b \geq 1/16$$

Pré dimensionnement des poutres :

Tab II.6 : Pré dimensionnement des poutres

	Poutre principales	Poutre secondaires
Conditions de résistance	L max = 4.10 m \Rightarrow 27.33 cm $\leq h \leq$ 41 cm on adopte : h = 40 cm \Rightarrow 12 cm $\leq b \leq$ 28 cm On adopte : b = 25 cm	L max = 3,80 m \Rightarrow 25.33 cm $\leq h \leq$ 38 cm on adopte : h = 40 cm \Rightarrow 12 cm $\leq b \leq$ 28 cm On adopte : b = 25 cm
Vérification selon le RPA 99	h = 40 cm \geq 30 cm b = 25 cm \geq 20 cm h/b = 1.16 \leq 4 (Conditions vérifiées)	h = 40 cm \geq 30 cm b = 25 cm \geq 20 cm h/b = 1,33 \leq 4 (Conditions vérifiées)
Condition de rigidité (h/L \geq 1/16)	(h/L= 0.088) \geq (1/16 = 0.0625) (Condition vérifiée)	(h/L= 0.083) \geq (1/16 = 0.0625) (Condition vérifiée)

Conclusion :

Toutes les conditions d’RPA99 v 2003 sur les dimensions des poutres sont satisfaites, Donc on adopte :

- Des poutres principales : $(b \times h) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$.
- Des poutres secondaires : $(b \times h) = (25 \times 40) \text{ cm}^2$.

II.4.2. Pré dimensionnement des poteaux :

A. Principe :

Les poteaux travaillent en compression simple en choisissant le poteau le plus sollicité de la structure. Dans notre cas, nous considérons, un poteau central, un poteau de rive et un poteau d’angle.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Evaluation Des Charges

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

B. Etapes de pré dimensionnement (calcul) :

- ✓ Calcul de la surface reprise par chaque poteau.
- ✓ Evaluation de l'effort normal ultime de la compression à chaque niveau.
- ✓ La section du poteau est alors calculée aux états limite ultime (ELU) vis-à-vis de la compression simple du poteau.
- ✓ La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposée par le " **RPA99 version 2003** » [2].

C. Descente des charges :

On appelle descente de charge l'opération qui consiste à calculer pour chaque élément vertical (Poteau) les charges qu'ils supportant au niveau de chaque étage jusqu'aux fondations.

Ce calcul doit être fait pour chaque catégorie de charge

Charge permanente (G).

Charge d'exploitation (Q).

Le but de descente des charges est une vérification des dimensions des poteaux.

D. Loi de dégression :

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

(Q est la charge d'exploitation)

Ce qui donne :

$$Q_{0+} + \frac{3+n}{2n} \cdot (Q) \text{ pour } n \geq 5$$

Avec :

- n : Nombre d'étage.
- Q_0 : La structure d'exploitation sur la terrasse.
- Q : Les surcharges d'exploitation des planchers respectifs.
- $Q_0 = 1\text{KN/m}$; (Terrasse inaccessible).

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Evaluation Des Charges

- $Q = 1.5 \text{KN/m}$; (usage d'habitation).

❖ Application numérique :

Tab II.7 : Tableau de dégression des surcharges

Niveau des planchers	Surcharge	Σ surcharge	Σ surcharge $\left(\frac{\text{KN}}{\text{m}^2}\right)$
Terrasse	Q_0	$\Sigma_0 = Q_0$	1
08	Q_1	$\Sigma_1 = Q_0 + Q_1$	2,5
07	Q_2	$\Sigma_2 = Q_0 + 0,95(Q_1 + Q_2)$	3,85
06	Q_3	$\Sigma_3 = Q_0 + 0,90(Q_1 + Q_2 + Q_3)$	5,05
05	Q_4	$\Sigma_4 = Q_0 + 0,85(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4)$	6,10
04	Q_5	$\Sigma_5 = Q_0 + 0,80(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5)$	7,00
03	Q_6	$\Sigma_6 = Q_0 + 0,75(Q_1 + Q_2 + Q_3 + Q_4 + Q_5 + Q_6)$	7,75
02	Q_7	$\Sigma_7 = Q_0 + 0,714(Q_1 + \dots + Q_7)$	8,50
01	Q_8	$\Sigma_8 = Q_0 + 0,688(Q_1 + \dots + Q_8)$	9,26

- Terrasse inaccessible : $Q = 1 \text{KN/m}^2$
- Etage courant : $Q = 1,5 \text{KN/m}^2$
- RDC : $Q = 1,5 \text{KN/m}^2$

Pour le dimensionnement des poteaux on fait la descente de la charge sur les poteaux les plus sollicités.

E. Dimensionnement des poteaux :

Le pré dimensionnement est déterminé en supposant que les poteaux sont soumis à la compression simple.

Les dimensions des poteaux doivent satisfaire les conditions suivantes :

✓ **Condition de stabilité :**

Considérons une section rectangulaire $a \times b$, tel que ($a \leq b$) :

L'élanement du poteau considéré $\lambda = \frac{L_f}{i}$

- L_f : Longueur de flambement.
- i : Rayon de giration.

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Evaluation Des Charges

- I : Moment d'inertie.
- B : Section du béton (a x b).

$$I_f = 0,7 I_0$$

✓ **Condition de l'effort résistant des poteaux soumis à une compression simple :**

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

$$N_u \leq \alpha \left[\frac{B_r \cdot f_{c28}}{0,9 \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right]$$

D'où la section réduite du poteau (B_r) est égale à :

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

Avec :

- N_u : L'effort normal ultime obtenu après la descente des charges

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

- B_r : la section réduite du poteau, en déduisant de sa section réelle un centimètre d'épaisseur sur toute sa périphérie. B_r Peut être égale aussi à :

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

- $\gamma_b = 1,5$
- $\gamma_s = 1,15$
- f_{c28} : contrainte de compression du béton à 28 jours ($f_{c28} = 30 \text{ Mpa}$).
- f_e : contrainte limite élastique des aciers ($f_e = 500 \text{ Mpa}$).
- α est un coefficient en fonction de l'élançement mécanique λ .

$$\left\{ \begin{array}{ll} \alpha = \frac{0,85}{1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} & \text{pour } \lambda \leq 50 \\ \alpha = 0,60 \left(\frac{50}{\lambda} \right)^2 & \text{pour } 50 \leq \lambda \leq 70 \end{array} \right.$$

$$\lambda = 35 \leq 50 \Rightarrow \alpha = 0,708$$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Evaluation Des Charges

En faisant l'application numérique B_r sera égale à :

$$B_r \geq 0,064 \cdot N_u$$

✓ **Le minimum requis par « RPA99 version 2003 » :**

Pour une zone sismique III, on doit avoir au minimum :

$$\begin{cases} * \text{Min}(a;b) \geq 30\text{cm} \\ * \text{Min}(a;b) \geq \frac{h_e}{20} \\ * \frac{1}{4} < \frac{a}{b} < 4 \end{cases}$$

F. Calcul des poteaux :

Les poteaux les plus sollicités sont :

- Poteau central.
- Poteau de rive.
- Poteau d'angle.

1. Poteau central :

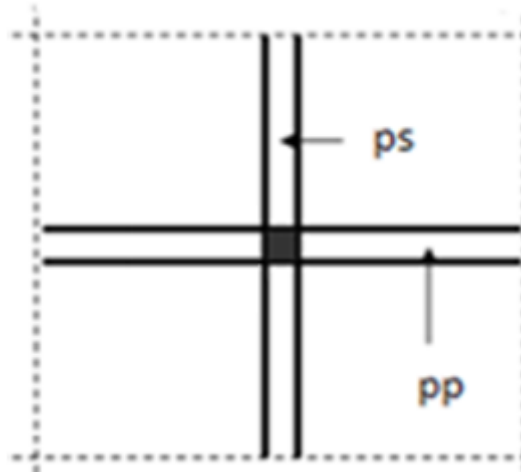


Fig II.6 : Poteau central

$$S_G = \left[\frac{4,1}{2} + \frac{4,1}{2} \right] \times \left[\frac{3,8}{2} + \frac{3,8}{2} \right] \text{ []} ; S_G = 15,58 \text{ m}^2$$

$$S_Q = [4,4] \times [4,1] ; S_Q = 18,04 \text{ m}^2$$

❖ Calcul descente des charges :

Poids propre de la terrasse $\rightarrow 15,58 \times 6,35 = 96,93 \text{ kN}$

Poids propre de poutre principale $\rightarrow (0,25 \times 0,4) \times 25 \times 4,1 = 10,25 \text{ kN}$

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Evaluation Des Charges

Poids propre de poutre secondaire $\rightarrow (0,25 \times 0,4) \times 25 \times 3,8 = 9,5 \text{ kN}$

Poids propre de poteaux $\rightarrow (0,4 \times 0,4) \times 25 \times (3,06 - 0,40) = 10.64 \text{ kN}$

$$G_{\text{terrasse}} = 127,32 \text{ KN}$$

Poids de l'étage courant $\rightarrow 15,58 \times 5,34 = 83,35 \text{ kN}$

Poids propre de poutre principale $\rightarrow (0,25 \times 0,4) \times 25 \times 4,1 = 10,25 \text{ kN}$

Poids propre de poutre secondaire $\rightarrow (0,25 \times 0,4) \times 25 \times 3,8 = 9,5 \text{ kN}$

Poids propre de poteaux $\rightarrow (0,4 \times 0,4) \times 25 \times (3,06 - 0,40) = 10.64 \text{ kN}$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 113,74 \text{ KN}$$

Tab II.8 : Choix des sections de poteau central

Niv	G	G cum	Q	Q cum	Nu	Br	a	b	Choix
8 ^{ème}	127,32	127,32	18,04	18,04	198,942	127,323	11,28	11,16	30×30
7 ^{ème}	113,74	241,06	27,06	45,10	393,081	251,572	15,86	15,69	30×30
6 ^{ème}	113,74	354,80	27,06	69,454	583,161	373,223	19,32	19,11	30×30
5 ^{ème}	113,74	468,54	27,06	91,102	769,182	492,276	22,19	21,94	30×30
4 ^{ème}	113,74	582,28	27,06	110,044	951,144	608,732	24,67	24,40	30×30
3 ^{ème}	113,74	696,02	27,06	126,28	1129,047	722,590	26,88	26,59	30×30
2 ^{ème}	113,74	809,76	27,06	139,81	1302,891	833,850	28,88	28,56	30×30
1 ^{ér}	113,74	923,50	27,06	153,28	1476,645	945,053	30,74	30,40	35×35
RDC	113,74	1037,24	27,06	165,24	1648,134	1054,806	32,48	32,12	35×35

2. Poteau de rive :

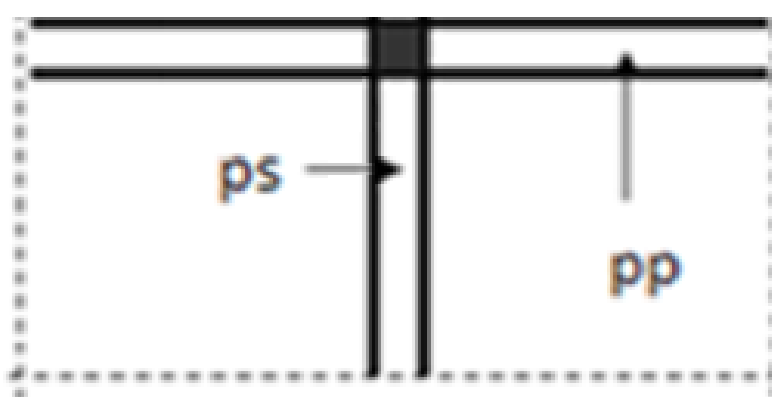


Fig II.7 : poteau de rive

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Evaluation Des Charges

$$S_G = \left[\frac{4,1}{2} + \frac{4,1}{2} \right] \times \left[\frac{3,1}{2} + 0,4 \right] ; S_G = 8,0 \text{ m}^2$$

$$S_Q = \left[\frac{4,4}{2} + \frac{4,4}{2} \right] \times \left[\frac{3,5}{2} + 0,2 \right] ; S_Q = 8,58 \text{ m}^2$$

❖ Calcul descente des charges :

- ✓ Poids propre de l'acrotère $\rightarrow 1,83 \times 4,4 = 8,05 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de la terrasse $\rightarrow 8 \times 6,35 = 50,80 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poutre principale $\rightarrow (0,25 \times 0,4) \times 25 \times 4,1 = 10,25 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poutre secondaire $\rightarrow (0,25 \times 0,4) \times 25 \times 1,75 = 4,38 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poteaux $\rightarrow (0,4 \times 0,4) \times 25 \times (3,06 - 0,40) = 10,64 \text{ kN}$

$$G_{\text{terrasse}} = 84,12 \text{ KN}$$

- ✓ Poids propre de murs extérieurs $\rightarrow 2,52 \times 4,4 = 11,09 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de l'étage courant $\rightarrow 8 \times 5,34 = 42,72 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poutre principale $\rightarrow (0,25 \times 0,4) \times 25 \times 4,1 = 10,25 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poutre secondaire $\rightarrow (0,25 \times 0,4) \times 25 \times 1,75 = 4,38 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poteaux $\rightarrow (0,4 \times 0,4) \times 25 \times (3,06 - 0,40) = 10,64 \text{ kN}$

$$G_{\text{plancher terrasse}} = 79,08 \text{ KN}$$

Tab II.9 : Choix des sections de poteau de rive

Niv	G	G cum	Q	Q cum	Nu	Br	b	a	Choix
8 ^{ème}	84,12	84,12	8,58	8,58	126,432	80,916	9,00	8,92	30×30
7 ^{émé}	79,08	163,2	12,87	21,45	252,495	161,597	12,71	12,61	30×30
6 ^{ème}	79,08	242,28	12,87	33,033	376,628	241,042	15,53	15,40	30×30
5 ^{ème}	79,08	321,36	12,87	43,329	498,830	319,251	17,87	17,72	30×30
4 ^{ème}	79,08	400,44	12,87	52,338	619,101	396,225	19,91	19,74	30×30
3 ^{ème}	79,08	479,52	12,87	60,06	737,442	471,963	21,72	21,54	30×30
2 ^{ème}	79,08	558,6	12,87	66,495	853,853	546,466	23,38	23,18	30×30
1 ^{ér}	79,08	637,68	12,87	71,643	968,333	619,733	24,89	24,69	30×30
RDC	79,08	716,76	12,87	78,6	1085,526	694,737	26,36	26,14	30×30

3. Poteau d'angle :

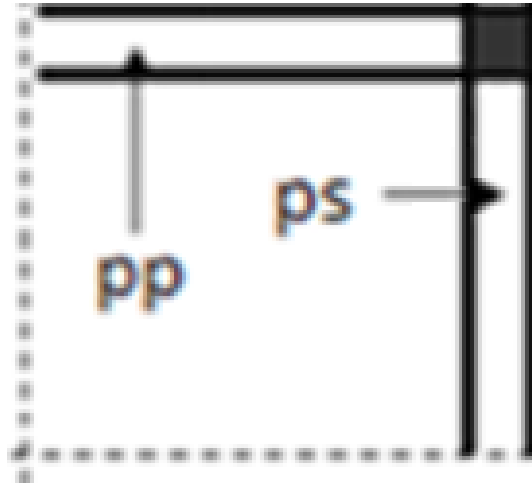


Fig II.8 : poteau d'angle

$$S_G = \left[\frac{4,1}{2} \right] \times \left[\frac{3,8}{2} \right] ; S_G = 3,90 \text{ m}^2$$

$$S_G = \left[\frac{4,4}{2} + 0,2 \right] \times \left[\frac{4,1}{2} + 0,2 \right] ; S_G = 5,4 \text{ m}^2$$

❖ **Calcul descente des charges :**

- ✓ Poids propre de l'acrotère → $1,83 \times 4,7 = 8,60 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de la terrasse → $3,9 \times 6,35 = 24,77 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poutre principale → $(0,25 \times 0,4) \times 25 \times 2,05 = 5,13 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poutre secondaire → $(0,25 \times 0,4) \times 25 \times 1,95 = 4,88 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poteaux → $(0,4 \times 0,4) \times 25 \times (3,06 - 0,40) = 10,64 \text{ kN}$

$$\mathbf{G_{terrasse} = 54,02 \text{ KN}}$$

- ✓ Poids propre de murs extérieurs → $2,52 \times 4,7 = 11,84 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de l'étage courant → $3,9 \times 5,34 = 20,83 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poutre principale → $(0,25 \times 0,4) \times 25 \times 2,05 = 5,13 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poutre secondaire → $(0,25 \times 0,4) \times 25 \times 1,95 = 4,88 \text{ kN}$
- ✓ Poids propre de poteaux → $(0,4 \times 0,4) \times 25 \times (3,06 - 0,40) = 10,64 \text{ kN}$

$$\mathbf{G_{plancher terrasse} = 53,32 \text{ KN}}$$

Tab II.10 : Choix des sections de poteau d'angle

Niv	G	G cum	Q	Q cum	Nu	Br	b	a	Choix
8 ^{ème}	54,02	54,02	5,4	5,4	81,027	51,857	7,20	7,14	30×30

CHAPITRE II : Pré dimensionnement Et Evaluation Des Charges

7 ^{ème}	53,32	107,34	8,1	13,49	165,144	105,692	10,28	10,20	30×30
6 ^{ème}	53,32	160,66	8,1	20,76	248,031	158,740	12,60	12,50	30×30
5 ^{ème}	53,32	213,98	8,1	27,26	329,763	211,048	14,53	14,41	30×30
4 ^{ème}	53,32	267,3	8,1	32,94	410,265	262,570	16,20	16,07	30×30
3 ^{ème}	53,32	320,62	8,1	37,8	489,537	313,304	17,70	17,56	30×30
2 ^{ème}	53,32	373,94	8,1	41,85	567,594	363,260	19,06	18,91	30×30
1 ^{er}	53,32	427,26	8,1	45,08	644,421	412,429	20,31	20,15	30×30
RDC	53,32	480,58	8,1	49,46	722,973	462,703	21,51	21,34	30×30

Remarque : Le poteau central est le plus sollicité

✓ **Vérification selon le RPA 99 v 2003 , art 7.5.1 :**

➤ RDC et 1^{er} étage :

Les poteau de section (50×50) cm²

-Min (50×50) > 30 cm (C.V)

-Min (50×50) > $\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots$ (C.V)

- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{50}{50} = 1 < 4 \dots\dots$ (C.V)

➤ 2^{ème} et 3^{ème} étage :

Les poteau de section (45×45) cm²

-Min (45×45) > 30 cm (C.V)

-Min (45×45) > $\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots$ (C.V)

- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{45}{45} = 1 < 4 \dots\dots$ (C.V)

➤ 4^{ème} et 5^{ème} étage :

Les poteau de section (40×40) cm²

-Min (40×40) > 30 cm (C.V)

-Min (40×40) > $\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm} \dots\dots$ (C.V)

- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{40}{40} = 1 < 4 \dots\dots$ (C.V)

➤ 6^{ème} et 7^{ème} étage :

section (35×35) cm²

-Min (35×35) > 30 cm (C.V)

-Min (35×35) > $\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ (C.V)

- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$ (C.V)

➤ 8^{ème} étage :

Les poteau de section (30×30) cm²

-Min (30×30) > 30 cm (C.V)

-Min (30×30) > $\frac{he}{20} = \frac{306}{20} = 15,3 \text{ cm}$ (C.V)

- $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} = \frac{35}{35} = 1 < 4$ (C.V)

Résultats :

Les sections des poteaux sont satisfaites aux conditions de RPA99V2003

Nous avons pris en considération les résultats de l'étude sismique que nous trouverons dans le chapitre IV, et on a adopté les sections des poteaux comme suit :

- (b×h) = (30×30) cm² → pour 8^{ème} étage.
- (b×h) = (35×35) cm² → pour 6^{ème} et 7^{ème} étage.
- (b×h) = (40×40) cm² → pour 4^{ème} et 5^{ème} étage.
- (b×h) = (45×45) cm² → pour 2^{ème} et 3^{ème} étage.
- (b×h) = (50×50) cm² → pour 1^{er} et RDC.

II.4.3. Pré dimensionnement des voiles :

On appelle voiles, les murs réalisés en béton armé, ils sont conçus de façon à reprendre les charges et surcharges verticales, et assure la stabilité de l'ouvrage vis-à-vis des charges horizontales (séisme). Pour leur pré dimensionnement, nous nous sommes basés sur les recommandations du **RPA99 version 03**.

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

Avec :

L : Longueur du voile.

a: Epaisseur du voile.

H_e : hauteur de l'étage.

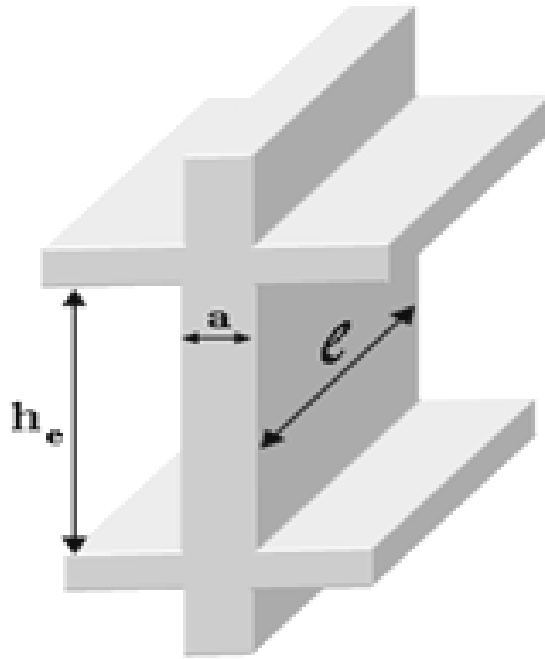


Fig II.9 : Schéma du voile

Dans notre cas :

$$a_{\min} \geq \max (15 \text{ cm} ; h_e / 20)$$

$$h_e = (3,06 - 0,40) = 2,66 \text{ m.}$$

$$a > \frac{h_e}{20} = 13,33$$

$$a_{\min} \geq \max (15 \text{ cm} ; 13,30 \text{ cm}) \implies a_{\min} \geq 15 \text{ cm}$$

On prend $a = 20 \text{ cm}$.

CHAPITRE III :

Calcul des éléments secondaires

III.1. Introduction :

Dans toute structure, on distingue deux types d'éléments :

Les éléments porteurs principaux qui contribuent aux contreventements directement.

Les éléments secondaires qui ne participent pas au contreventement de la structure.

L'ensemble des éléments secondaires est constitué par des éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement sont comme suit :

- Acrotère.
- Escaliers.
- Balcons.
- Plancher.

Le calcul de ses éléments s'effectue suivant le règlement **BAEL 91 modifiée 99** et le **RPA99 version 2003**

III.2. Acrotère :

L'acrotère est un mur périphérique que on réaliser en béton armé pour contourner le bâtiment ou niveau de terrasse, sons rôle est d'éviter l'infiltration des eaux pluviales entre la forme de pente et le plancher traverse, se suit également à la protection des envers de maintenance

1. Principe de calcul :

L'acrotère est considéré comme une console encastrée à sa base, soumise à son poids propre et à une surcharge horizontale. Le calcul se fera à la flexion composée due à :

- Un effort normal dû à son poids propre (**G**).
- Un moment dû à la surcharge d'exploitation (**Q**).

L'acrotère est exposé aux intempéries, donc La fissuration est préjudiciable, dans ce cas, le calcul se fera sur une bonde de 1m à ELU et à ELS.

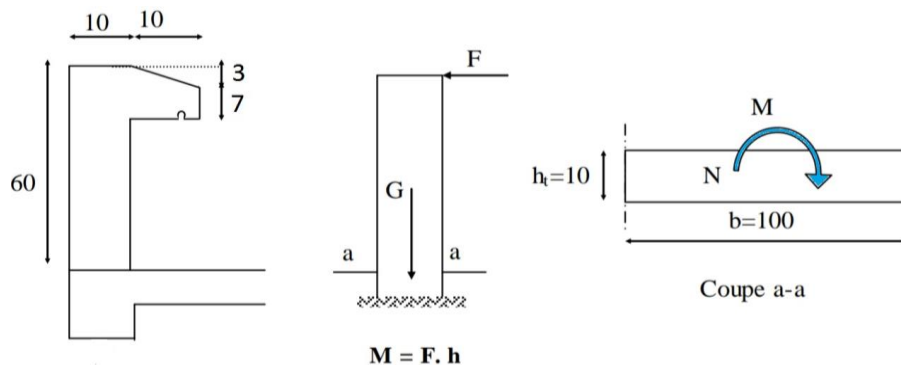


Fig III.1 : Coupe transversale de l'acrotère (Coupe a-a)

2. Calcul des charges :

A Charge permanente :

$$G = \rho * S * 1ml$$

$$S = \left[(0,6 * 0,1) + (0,07 * 0,1) + \left(0,03 * \frac{0,1}{2} \right) \right] = 0,0685 \text{ m}^2$$

$$G_1 = [0,0685] * 25 = 1,71 \text{ KN/ml}$$

$$G_2 = 0,01 * 0,6 * 20 = 0,12 \text{ KN/ml}$$

$$G_T = G_1 + G_2 = 1,71 + 0,12 = 1,83 \text{ KN/ml}$$

B Charge exploitation horizontale :

➤ D'après D.T.R.BC.2.2 force horizontale sollicite l'acrotère est **Q=1 KN/ml**

➤ D'après RPA 99/V2003 (art.6.2.3) :

$$f_p = 4 * A * C_p * W_p$$

A : Coefficient d'accélération de zone.

C_p : Facteur de force horizontale.

W_p: la charge **G = 1,83 KN/ml**

Groupe 2, zone (III) donc :

- **A = 0.25** selon le (Tableau 4.1)
- **C_p = 0.80** élément en console (Tableau 6.1)

$$f_p = 4 * 0.15 * 0.80 * 1,83 = 0,87884 \text{ KN/ml}$$

$$f = \max (Q, F_p)$$

Donc :

$$f = \max (1 ; 0,87884)$$

$$f = Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$Q = 1 \text{ KN/ml}$$

$$G = 1,83 \text{ KN/ml}$$

C Calcul des sollicitations :

❖ **Effort normal :**

$$N = G * 1m$$

⇔

$$N_G = 1,83 * 1 = 1,83 \text{ KN}$$

❖ **Effort tranchant :**

$$T = Q * 1m$$

⇔

$$T_Q = 1 * 1 = 1 \text{ KN}$$

❖ **Moment de renversement :**

$$M = Q * H * 1m$$

$$\Leftrightarrow M_Q = 1 * 0,6 * 1 = 0,6 \text{ KN.m}$$

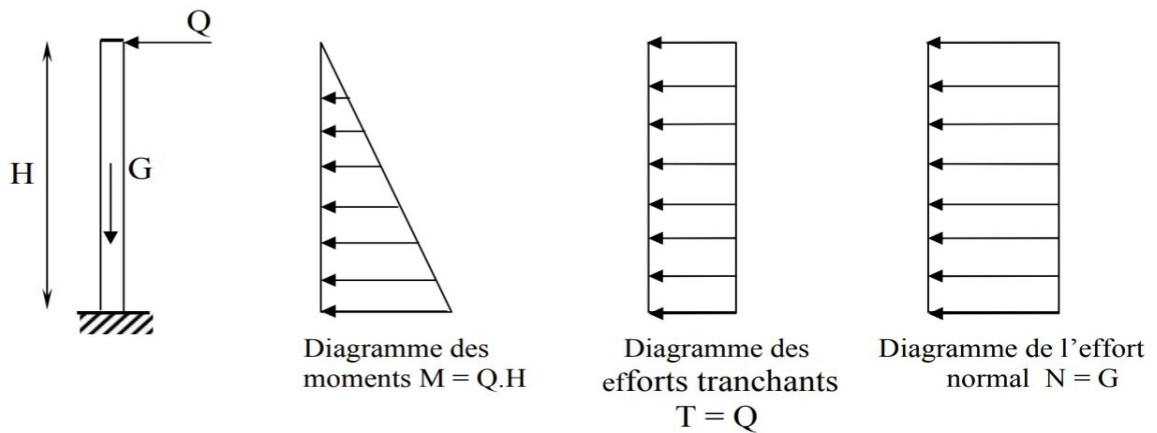


Fig III.2 : Diagramme des efforts internes

D Les combinaisons d'actions :

ELU :

$$N_u = 1,35 * N_G = 1,35 * 1,83 = 2,47 \text{ KN}$$

$$T_u = 1,5 * T_Q = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$M_u = 1,5 * M_Q = 1,5 * 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$$

ELS :

$$N_{SER} = N_G = 1,83 \text{ KN}$$

$$M_{SER} = M_Q = 0,6 \text{ KN.m}$$

$$T_{SER} = T_Q = 1 \text{ KN}$$

Tab III.1 : Evaluation des sollicitations

Com	N (KN/m)	T(KN/m)	M (KN. m)
ELU	2,47	1,5	0,9
ELS	1,83	1	0,6

F Ferrailage de l'acrotère :

Le ferrailage de l'acrotère sera déterminé en flexion composée et sera donné par mètre Linéaire, pour le calcul, on considère une section (**b x h**) = **(100 x 10) cm²** soumise à la flexion composée.

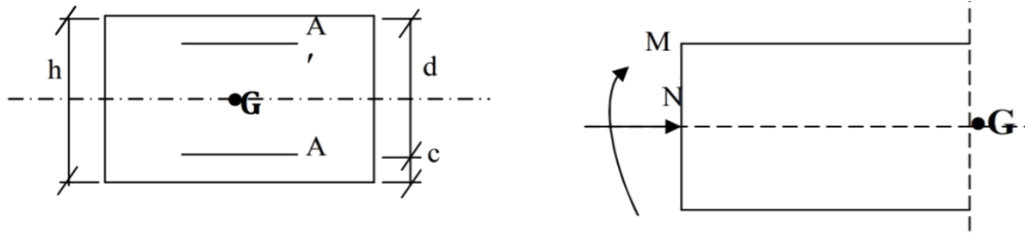


Fig III.3 : Section de l'acrotère soumise à la flexion composée

$$b = 100 \text{ cm}$$

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

$$d = h - c = 7 \text{ cm}$$

L'acrotère est un élément exposé aux intempéries, alors l'enrobage des armatures soit $c = 3 \text{ cm}$ à partir de l'axe de l'armature.

❖ **Calcul a ELU :**

Calcul de l'excentricité e_u :

$$e_u = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,47} = 0,36\text{m} \rightarrow 36\text{cm}$$

$$e_0 = \frac{h}{2} - c = \frac{10}{2} - 3 = 2 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} e_u = 36\text{cm} \\ e_0 = 2 \text{ cm} \end{array} \right\} e_u > e_0 \quad \leftrightarrow \text{ (SPC)}$$

D'où le centre de pression se trouve à l'extérieur de la section limitée par les armatures. N est un effort de compression à l'intérieur, donc la section est **partiellement comprimée (SPC)**.

$\left[\frac{h}{2} - c \right] \rightarrow$ La distance entre le centre de gravité de la section et le centre de gravité des armatures tendues

Calcul du moment fictif M_F :

$$M_F = M_U + N_U * \left[\frac{h}{2} - c \right]$$

$$M_F = 0,9 + 2,47 * \left[\frac{0,1}{2} - 0,03 \right] = 0,949 \text{ KN.m}$$

Calcul des armatures :

Tab III.2 : Récapitulatif résultats de l'armature longitudinale en flexion simple

M_F (Kn.m)	μ	a	β	A_f	A_{st}
0,946	0,013	0,016	0,9936	0,391	0,319

Armatures fictives: $A_f = 0,391 \text{ cm}^2$

En flexion composée :

Armatures principale $A_{st} = 0,319 \text{ cm}^2$

$A'_{sc} = 0 \leftrightarrow$ Les armatures comprimées ne sont pas nécessaires

❖ **Vérification à l'ELU :**

1. **La condition de non fragilité du béton :** (Art : A.4.2, 1, BAEL91)

▪ **Armatures principales :**

$$f_{T28} = 0,6 + 0,06 * f_{c28}$$

$$f_{T28} = 0,6 + 0,06 * 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} \geq 0,23 * b * d * \frac{f_{T28}}{f_e} \left[\frac{e_U - 0,455 * d}{e_U - 0,185 * d} \right]$$

$$A_{\min} \geq 0,23 * 100 * 7 * \frac{2,4}{500} \left[\frac{36 - 0,455 * 7}{36 - 0,185 * 7} \right] = 0,807 \text{ cm}^2$$

$$\left. \begin{array}{l} A_{\min} = 0,807 \text{ cm}^2 \\ A_{st} = 0,319 \text{ cm}^2 \end{array} \right\} \rightarrow A_{st} > A_{\min} \leftrightarrow \text{La condition n'est pas vérifiée}$$

Donc on adopte la section donnée par :

$$A_s = A_{\min} = 0,807 \text{ cm}^2 \quad \rightarrow \quad 4\text{HA}8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t = \frac{H}{\phi} = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}^2$$

Armatures de répartition :

$$A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{2,01}{4} = 0,5025 \text{ cm}^2 \quad A_r \text{ choisie} \rightarrow 3\text{HA}8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

Espacement :

$$S_t = \frac{H}{\emptyset} = \frac{60}{3} = 20 \text{ cm}$$

2. Vérification aux cisaillements :(BAEL 91/Art A.5.1)

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

$$\tau_u = \frac{1500}{1000 * 70} = 0,0214 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{MPa} \right\}$$

$\bar{\tau}_u$: Contrainte tangentielle limite dans le cas Fissurations préjudiciables

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 * 30}{1,5} ; 4 \text{MPa} \right\} = \min \{ 2,5 ; 4 \text{MPa} \}$$

$$\left. \begin{array}{l} \tau_u = 0,0214 \text{ MPa} \\ \bar{\tau}_u = 2,5 \text{MPa} \end{array} \right\} \rightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \leftrightarrow \text{La condition est vérifié}$$

On conclut que : Pas de risque de cisaillement donc le béton seul peut reprendre l'effort de cisaillement, alors les armatures transversales ne sont pas nécessaires

$$(V_u: \text{effort tranchant}) = 1,5 * Q = 1,5 * 1 = 1,5 \text{ KN}$$

3. Ancrages des barres : (Art A.6.1.22/BAEL91)

$$L_s = \frac{\emptyset f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 * \psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 * 1,5^2 * 2,4 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{0,8 * 500}{4 * 2,835} = 28,21 \text{ cm}$$

$$L_c = 0,4 L_s$$

$$L_c = 0,4 * 28,21 = 11,2 \text{ cm}$$

$$\left. \begin{array}{l} L_s = 28,21 \text{ cm} \\ S_t = 25 \text{ cm} \end{array} \right\} \leftrightarrow L_s > S_t \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

L_s : longueur de scellement

L_c : La longueur de scellement mesurée hors crochet

τ_{su} : Contrainte d'ancrages des barres

4. Vérification de l'espacement des barres :(Art A.8.2,42/BAEL91 modifié99)

Armatures principales :

$$S_{ts} = 25 \text{ cm} < \begin{cases} 3h = 30 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$S_{ts} = 25 \text{ cm} < \begin{cases} 4h = 40 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

❖ **Calcul à L'ELS :**

a) Vérification des contraintes :

Dans l'acier

La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \sigma_{st} < \bar{\sigma}_{st}$

Les aciers $\begin{cases} \text{HA} : \varnothing > 8 \text{ mm} \\ \text{FE400} \rightarrow \eta = 1,6 \end{cases}$

$$\bar{\sigma}_{st} = 201.636 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{st} = \frac{M_s}{\beta * d * A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 * A_s}{b * d}$$

$$\rho = \frac{100 * 2,01}{100 * 7} = 0,28 \rightarrow \text{tableau} \left\{ \begin{array}{l} \beta = 0.9123 \\ K = \frac{1}{k_1} = \frac{1}{0,02} = 47,5 \end{array} \right.$$

$$\sigma_s = \frac{0,6 * 10^3}{0.9123 * 7 * 2,01} = 46 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_s = 46 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_s = 201.636 \text{ MPa} \end{array} \right\} \leftrightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

✓ **Dans le béton :**

Vérifier : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc}$

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

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 * 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_{st}}{k_1}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{46}{47,5} = 0,968 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \sigma_{bc} = 0,968 \text{ MPa} \\ \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \end{array} \right\} \leftrightarrow \sigma_{bc} < \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Donc il n'y a pas de fissuration dans le béton comprimé

❖ **Schéma de ferrailage :**

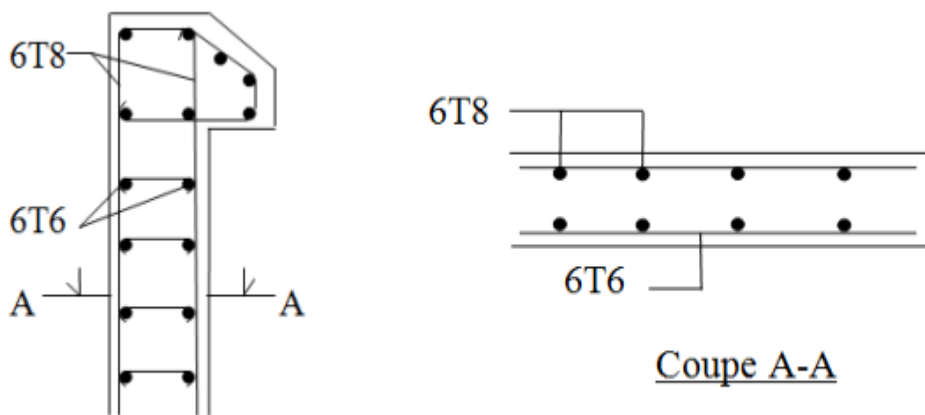


Fig III.4 : Ferrailage de l'acrotère (coupe A-A)

III.3. Les escaliers :

1 Introduction :

Un escalier est une suite de plans horizontaux disposés en gradins, afin de permettre aux usagers du bâtiment de se déplacer à pied d'un niveau à un autre, un escalier sert donc à monter et descendre, la montée et la descente doivent se faire aussi aisément que possible et sans danger.

2 Définition des éléments d'un escalier :

- **La volée :** C'est la partie d'escalier comportant une suite ininterrompue de marches égales et située entre deux paliers successifs, une volée ne doit pas comporter plus de 20 à 22 marches et moins de 3 marches.
- **Le palier :** C'est la partie horizontale d'un escalier, arrêtant la suite des marches au droit d'un étage, ou entre les étages, pour assurer l'accès à chaque niveau intermédiaire (palier d'arrivée ou palier intermédiaire).

- **La paillasse** : C'est la dalle en pente supportant les marches d'une volée.
- **Le jour** : C'est la largeur en plan du vide entre deux volées parallèles.
- **La marche** : C'est la surface délimitée par la foulée et l'emmarchement.
- **La contre marche** : C'est la partie verticale prenant place entre deux marches.
- **L'emmarchement** : C'est la largeur utile d'une volée, elle est fonction de la destination de l'escalier.

- **Le collet** : C'est le nom donné au bord limitant l'escalier du côté jour.
- **La foulée** : C'est la distance horizontale comprise entre chaque contre marche.
- h : Hauteur de la marche.
- g : Largeur de la marche.
- L : Longueur horizontale de la paillasse.
- H : Hauteur verticale de la paillasse.

3 Pré-dimensionnement : Les caractéristiques de notre escalier sont :

- Hauteur du palier intermédiaire : H = 1.02m
- Largeur de la marche : g = 30cm
- Hauteur du contre marche : h = 17cm

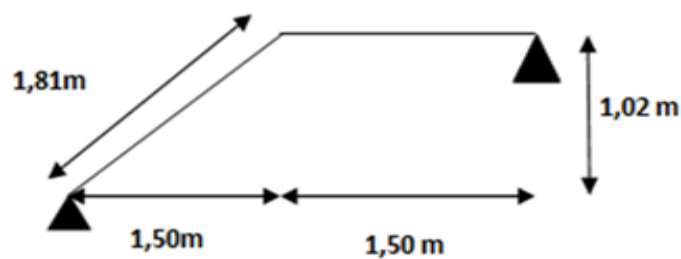


Figure III.5 : Dimensions de l'escalier

Vérification de la formule de BLONDEL :

$$59 \leq g + 2h \leq 64$$

$$59 \leq 30 + 2 \times 17 \leq 64$$

$$56 \leq 64 \leq 64 \text{(Condition vérifiée)}$$

Détermination de l'épaisseur de l'escalier :

$$tg \alpha = \frac{1,02}{1,50} = 0,68$$

Donc : $\alpha = 34,21$

$$Lo = \sqrt{(1,02)^2 + (1,50)^2} = 1,81 \text{ m}$$

$$l = 1,50 + 1,50 + 1,81 = 4,81 \text{ m}$$

Dans le cas d'une dalle portant sur deux côtés, on a :

$$\frac{l}{35} \leq e \leq \frac{l}{30} \rightarrow \frac{481}{35} \leq e \leq \frac{481}{30}$$

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

Evaluation des charges et surcharges :

Tab III.3 : Evaluation des charges et surcharges

Désignation	Epaisseur (m)	Charge (KN/m ²)
Revêtement horizontal	0.020	0.44
Revêtement vertical (0.15*0.3)	0.020	0.40
Mortier de pose	0.030	0.66
Poids des marches /2	0.170	1.87
Poids de la paillasse	0.160	4.00
Enduit en ciment sous paillasse	0.015	0.27
Charge totale de paillasse G = 7.64		
Charge totale de palier G = 5.40		
Surcharge d'exploitation Q = 2.50		

- Dans notre projet on a un type d'escalier :

4 Ferrailage :

Etat limite ultime :

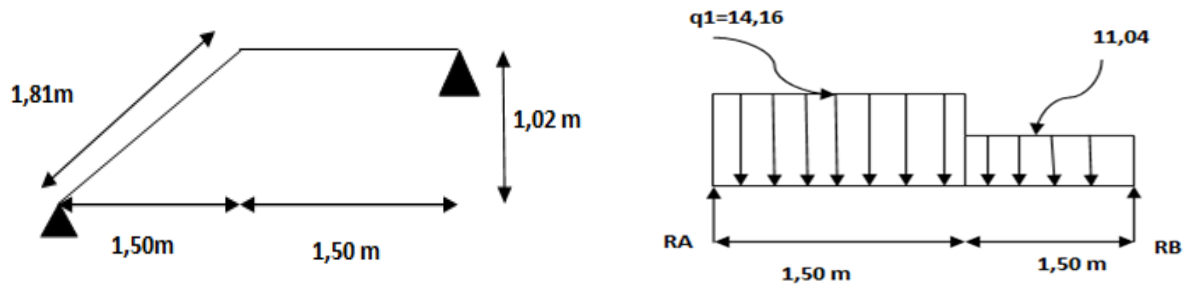


Fig III.6 : Schéma statique

1 Calcul des efforts tranchant :

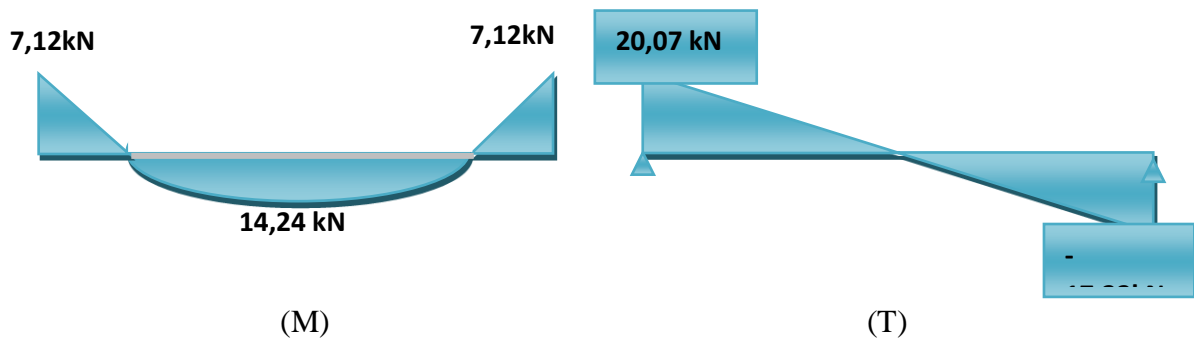
$$T_1 = -14,16x + 20,07$$

$$\begin{cases} T(0) = 20,07 \\ T(1,50) = -1,70 \end{cases}$$

$$T_2 = 11,04x - 17,33$$

$$\begin{cases} T(0) = -17,33 \\ T(1,5) = -1,17 \end{cases}$$

Diagramme :



$$\begin{cases} T_{\max} = 20,07 \text{ KN} \\ M_{\max} = 14,24 \text{ KN} \end{cases} \quad \begin{cases} M_t = 0,85M_{\max} = 12,10 \text{ KN.m} \\ M_a = 0,5M_{\max} = 7,12 \text{ KN.M} \end{cases}$$

Etat limite de service :

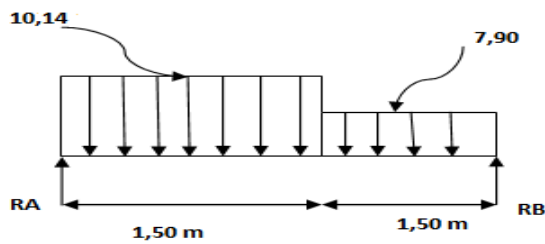
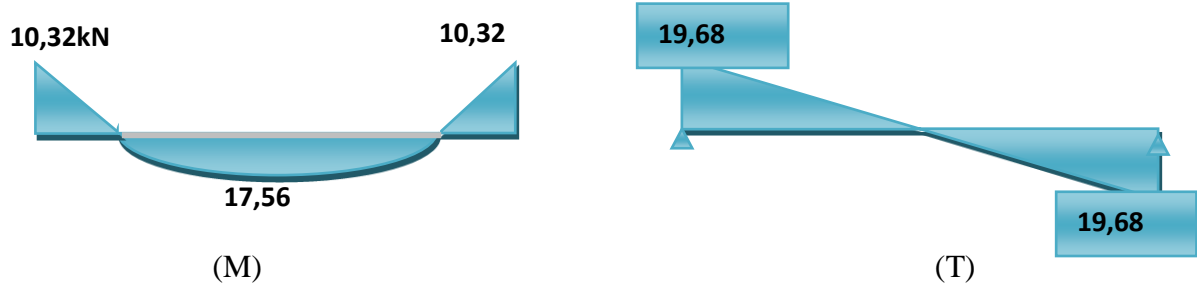


Fig III.7 : Schéma statique

$$\begin{cases} M(0) = 0 \\ M(1,5) = 11,15 \text{ KN/m} \end{cases}$$

Les efforts tranchants :

Diagramme :



$$M_t = 0,85M_{\max} = 9,47 \text{ KN.m}$$

$$M_a = 0,5M_{\max} = 5,57 \text{ KN.m}$$

Calcul du Ferrailage :

Béton :

$$f_{c28} = 30 \text{ MPa} ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ; \gamma_b = 1.5 ; \sigma_{bc} = 15 \text{ MPa} ; c = 2 \text{ cm} ; f_{t28} = 2.4 \text{ MPa} ;$$

$$b = 100 \text{ cm} ; d=13,5\text{cm.}$$

Acier :

$$\text{FeE500; } f_c=500\text{Mpa } \gamma_s = 1.15; \sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

ELU :

En Travée :

$$\mu = \frac{12,10 \times 10^6}{(100 \times 10) \times (135)^2 \times 15} = 0,044 < \mu_l = 0.391$$

$$A = \frac{12,10 \times 10^3}{0,977 \times 13,5 \times 348} = 2,63 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12=3,39

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{A_t}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85$$

On adopte 2HA10 = 1,57cm²

En appuis :

$$\mu = 0,026$$

$$A = 1,54 \text{ cm}^2$$

On adopte 3HA12=3,39

Armature de répartition :

On adopte 2HA10= 1,57 cm²

$$A_r = \frac{At}{4} = \frac{3,39}{4} = 0,85$$

Condition de non fragilité :

En travée : $A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe}$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,4}{500} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{c.v}$$

En appuis : $A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{ft28}{fe}$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,4}{500} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{c.v}$$

Tab III.4 : Ferrailage de l'escalier ELU

	M _u (KN.m)	μ	B	A(cm ²)	A'(cm ²)	A _{min}	Choix	A adopté
Entravée	12,10	0,044	0,977	2,63	1,5	1,63	3HA12	3,39
En appuis	7,12	0,026	0,981	1,54	1,5	1,63	3HA12	3,39

ELS :

En travée :

$$\mu = \frac{9,47 \times 10^6}{(100 \times 10) \times (135)^2 \times 15} = 0,035 < \mu_l = 0,391$$

$$A = \frac{9,47 \times 10^3}{0,982 \times 13,5 \times 348} = 2,05 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5,65 cm²

Armature de répartition :

$$A_r = \frac{At}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41$$

On adopte 4HA10 = 3,14 cm²

En appuis :

$$\mu = 0,020$$

$$A = 1,20 \text{ cm}^2$$

On adopte 5HA12 = 5,65 cm²

Armature de répartition :

On adopte 4HA10 = 3,14 cm²

Condition de non fragilité :

En travée : $A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,4}{500} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{c.v}$$

En appuis : $A_{min} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{ft_{28}}{f_e}$

$$A_{min} \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,4}{500} = 1,63 \text{ cm}^2 \quad \text{c.v}$$

Tab III.5 : Ferrailage de l'escalier ELS

	M_u (KN.m)	μ	B	A(cm²)	A'(cm²)	Amin	choix	A adopté
Entravée	9,47	0,035	0,982	2,05	1,5	1,63	5HA12	5,65
En appuis	5,57	0,020	0,990	1,20	1,5	1,63	5HA12	5,65

Espacement des armatures :

Tab III.6 : Espacement des armatures

	Armatures longitudinal	Armatures de répartition
En travée	St=20cm ≤ min (3h=45; 33 cm) = 33 cm.	St=25cm ≤ min (3h=45; 33 cm) = 33 cm.
En appuis	St=20cm ≤ min (4h=60; 45 cm) = 45 cm	St=25cm ≤ min (4h=60; 45 cm) = 45 cm

Les vérifications :

ELU :

Vérification de l'effort tranchant (BAEL 91/Art 5.1.1)

$$\tau_u = \frac{tu}{b \times d} = \frac{20,07 \times 10^3}{(100 \times 10) \times (13,5 \times 10)} = 0,148 \text{ MPa}$$

On a : Fissuration préjudiciable

$$\tau u = 0,07 \times \frac{f_{c28}}{\delta b} = 0,07 \times \frac{30}{1,5} = 1,17 \text{ MPa}$$

$$\tau u = 0,148 < \tau u = 1,17 \text{ MPa} \quad c.v$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

ELS :

$$\sigma b \leq \bar{\sigma b}$$

$$\bar{\sigma b} = 0,6 \times f_{c28} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

En travée :

$$A = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 9,47 \text{ KN.m}$$

$$\sigma b = \frac{M_{ser}}{I} \times y$$

Cherchons la position de l'axe neutre « y » :

On a :

$$\frac{b}{2}x^2 + 15(A_s + A'_s)x - 15(A_s \times dex + A'_s \times dex) = 0$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + 15A'_s(y - c')^2 + 15A_s(dex - y)^2$$

$$I = 8533,781$$

$$y = 47$$

$$\sigma b = \frac{9,47 \times 10^3}{8533,781 \times 10^4} \times 47$$

$$\sigma b = 5,215 \text{ MPa}$$

$$\sigma b = 5,215 \text{ MPa} < \bar{\sigma b} = 18 \text{ MPa}$$

En appuis :

$$A = 5,65 \text{ cm}^2$$

$$M_{ser} = 5,57 \text{ KN.m}$$

$$\sigma_b = 3,067 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 3,067 \text{ MPa} < \overline{\sigma_b} = 18 \text{ MPa}$$

Acier : fissuration peu nuisible Aucune vérification à faire

$$\sigma_s < \overline{\sigma_s}$$

Vérification de la flèche :

$$\frac{h}{l} = 0,032 \geq \frac{Mt}{20M0} = 0,0230$$

$$\frac{A}{b0 \times d} = 0,0045 \leq \frac{2}{f} = 0,005$$

❖ **Schéma de ferrailage :**

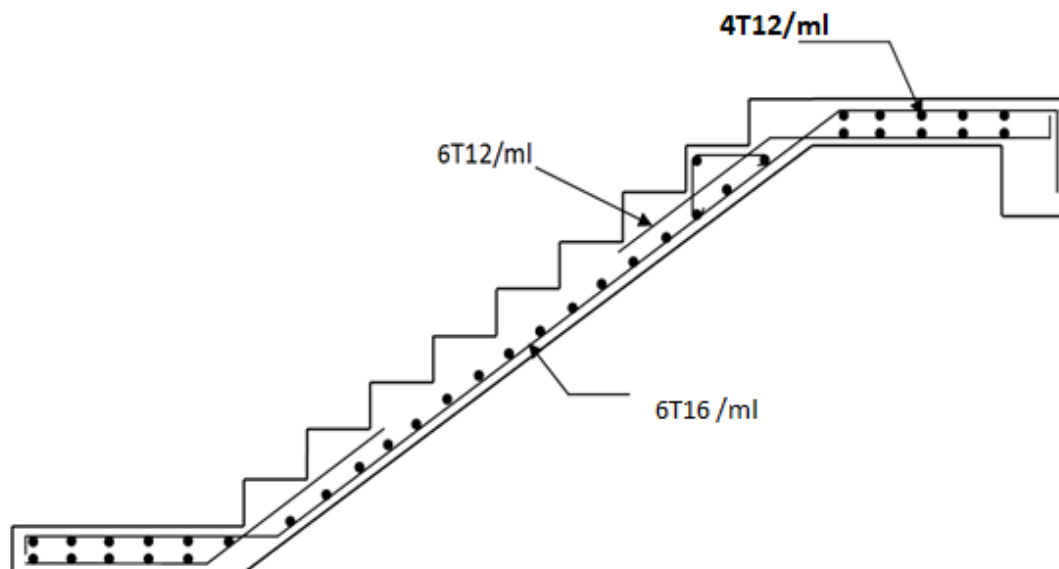


Fig III.8 : Schéma de ferrailage d'escalier

III.4. Balcon :

Introduction : Le balcon est une dalle pleine considérée encastree dans les poutres, il est calculé comme une console et ferrillé en flexion simple. Le balcon est soumis à une charge permanente **G** (poids propre), et une charge d'exploitation **Q**.

✓ **Balcon rectangulaire :**

On va calculer les sollicitations du balcon le plus sollicité, et les autres balcons auront le

La longueur : **$L_x = 110 \text{ cm}$** La largeur : **$L_y = 370 \text{ cm}$** L'épaisseur de la console : **$e_p = 20 \text{ cm}$**

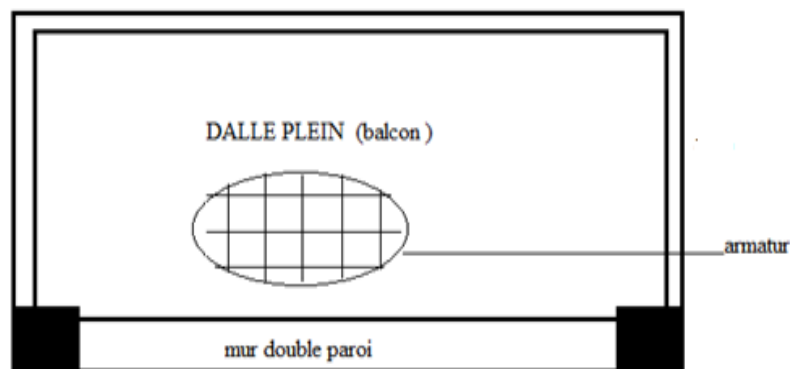


Fig III.9 : schéma du balcon

✓ **Evaluation des charges :**

Le calcul sera effectué pour une bande de **1m** de largeur :

Charge permanente : **$G = 7,54 \text{ KN/m}^2$**

Charge d'exploitation : **$Q = 3,5 \text{ KN/m}^2$**

$F = 0,8 \text{ KN}$

✓ **Schéma statique :**

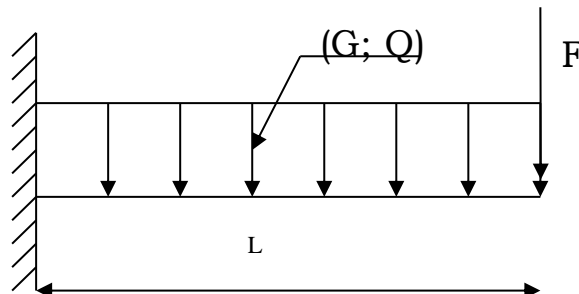


Fig III.10 : Schéma de balcon

✓ **Les combinaisons d'actions :**

$$\text{ELU} \begin{cases} q_u = 1,35G + 1,5Q = 1,35 \times 7,54 + 1,5 \times 3,5 = 15,429 \text{ KN/m}^2 \\ F = 1,35 \times 0,8 \text{ KN} \end{cases}$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s = G + Q = 7,54 + 3,5 = 11,04 \text{ KN/m}^2 \\ F = 0,8 \text{ KN} \end{cases}$$

❖ **Calcul du moment et l'effort tranchant :**

Calcul du moment :

$$M = -\left[\frac{qu}{2}L^2 + FL\right]$$

$$M = 10,52 \text{ KN.m}$$

Calcul de l'effort tranchant :

$$T = (q \times L + F)$$

$$T = 18,05 \text{ KN.m}$$

Ferrailage :

Flexion simple une bande de **1 ml** :

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $f_{e500} = 500 \text{ MPa}$

$$\sigma_{bc} = \frac{0,85 f_{c28}}{\gamma_b} = 14,17 \text{ MPa} ; \sigma_s = 348 \text{ MPa Situation durable}$$

1. **Armatures principales :**

$$\mu = \frac{M_u}{b * d^2 * \sigma_{bu}}$$

$$\mu = \frac{10,52 * 10^6}{1000 * 135^2 * 14,17} = 0,041$$

$$\mu = 0,041 < \mu_l = 0,392$$

Donc la section est simplement armée et les armatures compresseur ne sont pas nécessaire ($A' = 0$)

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2\mu}]$$

$$\alpha = 1,25[1 - \sqrt{1 - 2 * 0,041}] = 0,05$$

$$\beta = (1 - 0,4\alpha)$$

$$\beta = (1 - 0,4 * 0,05) = 0,98$$

$$A_{st} = \frac{M_U}{\beta * d * \frac{f_e}{\gamma_s}}$$

$$A_{st} = \frac{10,52 \times 10^3}{0,98 \times 13,5 \times 348} = 2,28 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA12 = 3,39cm²** avec $S_t = \frac{100}{4} = 25\text{cm}$

2. Armatures de répartition :

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

$$A_r = \frac{3,39}{4} = 0,84 \text{ cm}^2$$

On adopte : **3HA8= 1,51 cm²** avec $S_t = \frac{100}{4} = 25 \text{ cm}$

Tab III.7 : calcul de ferrailage

✓ **Vérification à l'ELU :**

La condition de non fragilité : (Art 4.21/BAEL 91)

$$f_{T28} = 0,6 + 0,06 \times f_{c28}$$

$$f_{T28} = 0,6 + 0,06 \times 30 = 2,4 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{T28}}{f_e}$$

$$A_{\min} = 0,23 \times 100 \times 13,5 \times \frac{2,4}{500} = 1,63\text{cm}^2$$

Les armatures	A_s	A_r
Ferrailage	3HA12	3HA8
Surface	3,39 cm ²	1,51 cm ²
S_t	25cm	25cm

$$\left. \begin{array}{l} A_{st} = 3,39 \text{ cm}^2 \\ A_{\min} = 1,45\text{cm}^2 \end{array} \right\} \Leftrightarrow A_{st} > A_{\min} \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Vérification aux cisaillements :(BAEL 91/Art A.5.1)

Fissurations préjudiciables :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b * d}$$

$$\tau_u = \frac{18,05 \times 10^3}{1000 \times 135} = 0,13 \text{ MPa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ MPa} \right\}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left\{ \frac{0,15 \times 30}{1,5} ; 4 \text{ MPa} \right\} = \min \{2,5 ; 4 \text{ MPa}\}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ MPa} \\ \tau_u = 0,13 \text{ MPa} \end{array} \right\} \leftrightarrow \tau_u < \bar{\tau}_u \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Ancrages des barres : (Art A.6.1.22/BAEL91)

$$L_s = \frac{\phi f_e}{4 \tau_{su}}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times \psi^2 f_{t28}$$

$$\tau_{su} = 0,6 \times 1,5^2 \times 2,4 = 2,835 \text{ MPa}$$

$$L_s = \frac{1,2 \times 500}{4 \times 2,835} = 42,33 \text{ cm}$$

$$L_c = 0,4 L_s$$

$$L_c = 0,4 * 42,33 = 18 \text{ cm}$$

$$L_s > S_t \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

L_s : longueur de scellement

L_c : La longueur de scellement mesurée hors crochet

Vérification de l'espacement des barres :(Art A.8.2.42/BAEL91 modifié99)

Armatures principales :

$$S_{ts} = 25 \text{ cm} < \begin{cases} 3h = 30 \text{ cm} \\ 33 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Armatures de répartition :

$$S_{ts} = 25 \text{ cm} < \begin{cases} 4h = 40 \text{ cm} \\ 45 \text{ cm} \end{cases} \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

Vérification à l'ELS :

$$\text{ELS} \left\{ \begin{array}{l} q_s = G + Q \\ p_s = 0,8 \text{ KN} \end{array} \right.$$

$$\text{ELS} \begin{cases} q_s = 7,54 + 3,5 = 11,04 \text{ KN/m}^2 \\ p_s = 0,8 \text{ KN} \end{cases}$$

Avec :

q_s : La charge répartie du balcon a l'état limite de service

p_s : L'effort normal du balcon a l'état limite de service

Calcul du moment d'encastrement :

A. Moment provoqué par la charge q_s

$$M_{q_s} = \frac{q_s \times L^2}{2}$$

$$M_{q_s} = \frac{11,04 \times 1,10^2}{2} = 6,68 \text{ KN.m}$$

B. Moment provoqué par la charge p_s

$$M_F = F \times L = 0,8 \times 1,1 = 0,88 \text{ KN.m}$$

C. Moment totale :

$$M_S = M_f + M_{q_s} = 0,88 + 6,68 = 7,56 \text{ KN.m}$$

❖ **Effort tranchant :**

1) **Effort tranchant provoqué par la charge q_s**

$$V_{q_s} = q_s \times L = 11,04 \times 1,1 = 12,14 \text{ KN}$$

2) **Effort tranchant provoqué par la charge p_s**

$$V_f = F = 0,8 \text{ KN}$$

3) **Effort tranchant totale :**

$$V_S = V_f + V_{q_s} = 0,8 + 12,14 = 12,94 \text{ KN}$$

Tab III.8 : Les efforts à ELS

	F(KN)	q_s (KN/m²)	M_s(KN. m)	V_s (KN)
ELS	2,75	11,04	7,56	12,94

Vérification des contraintes :

a) **Dans l'acier**

La fissuration est préjudiciable $\rightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{T28}} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} 500 ; 110 \sqrt{1,6 * 2,4} \right\}$$

$$\bar{\sigma}_s = \min \{ 266,6 ; 201.636 \}$$

$$\bar{\sigma}_s = 201.636 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \frac{M_s}{\beta \times d \times A_s}$$

Calcul β :

$$\rho = \frac{100 \times A_s}{b \times d}$$

$$\rho = \frac{100 \times 3,39}{100 \times 13,5} = 0.25$$

$$\sigma_s = \frac{7,56 \times 10^6}{135 \times 3,39 \times 10^2} = 193.6 \text{ MPa}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_s = 201.636 \text{ MPa} \\ \sigma_s = 193.6 \text{ MPa} \end{array} \right\} \leftrightarrow \sigma_s < \bar{\sigma}_s \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

b) Dans le béton :

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 F_{C28}$$

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 \times 30 = 18 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = \frac{\sigma_s}{K}$$

$$\left. \begin{array}{l} \bar{\sigma}_{bc} = 18 \text{ MPa} \\ \sigma_{bc} = \text{MPa} \end{array} \right\} \leftrightarrow \sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} \rightarrow \text{la condition vérifiée}$$

✓ **Vérification de la flèche :** (Art B.6.5.2)

Tab III.9 : Vérification de la flèche

$\frac{H}{L} \geq \frac{1}{16}$	$\frac{15}{120} \geq \frac{1}{16}$	$0,125 \geq 0,0625$	la condition vérifiée
$\frac{H}{L} \geq \frac{M_t}{10M_0}$	$\frac{15}{120} \geq \frac{7,56}{10 \times 7,65}$	$0,125 \geq 0,1$	la condition vérifiée

CHAPITRE III : Calcul Des Eléments Secondaires

$\frac{A}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e}$	$\frac{3,39}{100 \times 13,5} \leq \frac{4,2}{500}$	$0,0037 \leq 0,0105$	la condition vérifiée
-------------------------------------	---	----------------------	-----------------------

Toutes les conditions sont vérifiées, alors le calcul de la flèche n'est pas nécessaire.

Donc on adopte le même ferrailage pour toutes les portes à faux et les balcons

❖ Schéma de ferrailage :

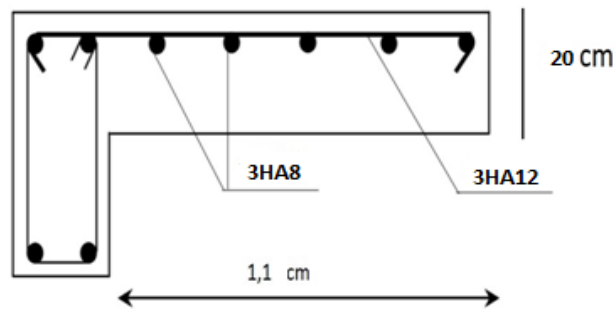


Fig III.11 : Schéma de ferrailage

CHAPITRE IV :

Etude dynamique

IV.1 Introduction :

L'Algérie a connu, au cours du siècle dernier, plusieurs séismes destructeurs causants d'énormes pertes humaines et matérielles. Comme par exemple Le dernier séisme en 2003 de Boumerdès qui a provoqué des dégâts humains et matériels.

Un séisme est une secousse soudaine et rapide de la surface de la terre provoquée par la rupture et changements de la vitesse des roches du dessous lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, qui donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol.

Ces ondes sismiques touchent directement les appuis des ouvrages et provoquent des déplacements qui sont plus ou moins amplifiés dans la structure.

Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ceci implique de faire une étude parasismique pour essayer de mettre en exigence le comportement dynamique de l'ouvrage.

IV.2 Objectif de l'étude dynamique :

L'étude sismique d'une structure est très complexe à cause du nombre de fonctions et des éléments existants dans la structure. C'est pour cela qu'on fait souvent appel à des modélisations qui permettent de simplifier suffisamment le problème pour pouvoir faire l'analyse de l'ouvrage à étudier.

L'objectif initial de l'étude dynamique d'une structure est la détermination des caractéristiques dynamiques propres de la structure lors de ses vibrations (en utilisant le logiciel ETABS version 2016).

IV.3 Modélisation de la structure :

L'étude de la réponse dynamique d'une structure, (périodes et modes propres), nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat, traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique, pour le calcul de l'ouvrage, est une console verticale infiniment rigide encasté à sa base (modèle brochette), dont les masses sont concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau. Le logiciel utilisé est l'ETABS pour les modélisations et l'analyse de l'ouvrage ce qui permettent de simplifier suffisamment les calculs.

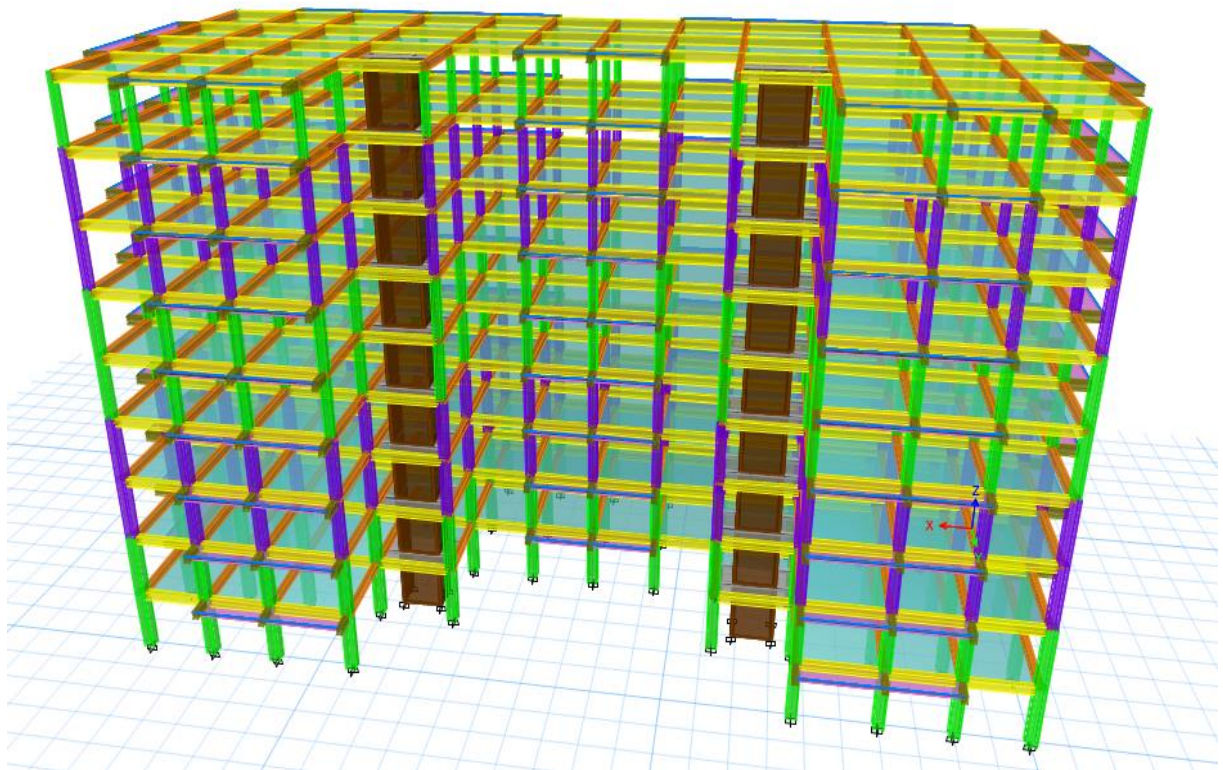


Fig IV.1 : Modélisation de la structure

IV.4 Méthodes de calcul :

Plusieurs méthodes ont été élaborées pour le calcul des sollicitations sismiques. D'après le RPA99 v2003, on citera :

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

IV.4.1 Méthode statique équivalente :

IV.4.1.1 Principe :

Dans cette méthode, le RPA99 v2003 propose de remplacer les forces réelles dynamiques engendrées par un séisme, par un système de forces statiques fictives dont les effets seront identiques et considérés appliquées séparément suivant les deux directions définies par les axes principaux de la structure.

IV.4.1.2 Domaine 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 65 m 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 autres les conditions de hauteur énoncées en a, les conditions complémentaires suivante :

Zone I : – tous groupes.

Zone II : – groupe d’usage 3.

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

Zone III : – groupes d’usage 3 et 2, si hauteur est inférieure ou égale à 5 niveaux ou 17m.

- groupe d’usage 1B, si la hauteur est inférieure ou égale à 3 niveaux ou 10m.
- groupe d’usage 1A, si la hauteur est inférieure ou égale à 2 niveaux ou 08m.

IV.4.2 Méthode d’analyse modale spectrale :

IV.4.2.1 Principe :

Le principe de cette méthode réside dans la détermination des modes propres de vibrations de la structure et le maximum des effets engendrés par l’action sismique, celle-ci étant représentée par un spectre de réponse de calcul.

Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

Les modes propres dépendent de la masse de la structure, de l’amortissement et des forces d’inerties.

IV.4.2.2 Domaine d’application :

La méthode dynamique est une méthode générale, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

IV.4.3 Choix de la méthode :

Pour le choix de la méthode à utiliser, on doit vérifier un certain nombre de conditions suivant les règles en vigueur en Algérie (RPA99 v2003).

Ici les conditions d'application de la méthode statique équivalente ne sont pas toutes remplies, il faut donc utiliser la méthode dynamique modale spectrale en utilisant le spectre de réponse défini dans le RPA99 v2003.

Néanmoins, à cause de certaines vérifications nécessaires il est indispensable de passer par la méthode statique équivalente.

Une fois l'effort dynamique est calculé, le RPA99 v2003 prévoit de faire la vérification suivante :

$$V_{\text{dynamique}} > 80\% V_{\text{statique}} \text{ (RPA99 v2003-article 4.3.6)}$$

Avec :

$V_{\text{dynamique}}$: L'effort tranchant dynamique (calculé par la méthode spectral modal).

V_{statique} : L'effort tranchant statique à la base du bâtiment (calculée par la méthode statique équivalente).

IV.5 Combinaison d'action :

Pour le calcul, on utilise les combinaisons d'actions aux états limites suivantes : ultime, service et accidentel.

- **Combinaisons durables :**

$$\text{ELU : } 1,35 G + 1.5 Q$$

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

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

$$0.8 G \pm E (x ; y)$$

$$G + Q \pm E (x ; y)$$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme.

IV.6 Méthode statique équivalente :

D'après l'art 4.2.3 de RPA99 v2003, l'effort sismique équivalent (V) appliqué à la base de la structure dans les deux directions (x ; y) est donné par la formule suivante :

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

IV.6.1 Coefficient d'accélération de zone (A) :

Le coefficient d'accélération de la zone est choisi en fonction de la zone sismique et le groupe d'usage du bâtiment.

Le bâtiment est implanté dans la wilaya de Blida zone III.

Ouvrage de grande importance (Groupe 2)).

D'après le « tableau 4.1 » du RPA99/V2003, le coefficient d'accélération de la zone **A = 0,25**.

IV.6.2 Coefficient de comportement global de la structure (R) :

La valeur de R est donnée par le « tableau 4.3 » RPA99 v2003 en fonction du système de contreventement tel qu'il est défini dans « l'article 3.4 » du RPA99 v2003.

Dans notre structure on a un système de contreventement en portique et par des voiles en béton armé. Alors le coefficient de comportement global de la structure est égal à **R = 3,5**.

IV.6.3 Estimation de la période fondamentale empirique de la structure (T) :

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

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

Avec :

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

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

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement et du type de remplissage, Il est donné par le « tableau 4.6 » du RPA99 v2003.

$C_T = 0,05$ Dans notre structure, on a un système de contreventement assuré partiellement ou totalement par des voiles en béton armé.

Dans le sens x : $D_x = 44,90$ m (voir les plans en annexes 01).

$$h_N = 27,54 \text{ m.}$$

$$T_x = \min \left(0,05 \times 27,54^{3/4} ; \frac{(0,09 \times 27,54)}{\sqrt{44,90}} \right)$$

$$T_x = \min (0,601 ; 0,370)$$

$$T_x = 0,370 \text{ s.}$$

Dans le sens y : $D_y = 11,20$ m (voir les plans en annexes 01).

$$h_N = 27,54 \text{ m.}$$

$$T_y = \min \left(0,05 \times 27,54^{3/4}; \frac{(0,09 \times 27,54)}{\sqrt{20,50}} \right)$$

$$T_y = \min (0,601; 0,547)$$

$$T_y = 0,547 \text{ s.}$$

IV.6.4 Facteur d'amplification dynamique moyen (D) :

Le facteur D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement η , et de la période fondamentale de la structure T. Ce facteur est calculé comme suit :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ S} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{2/3} \left(\frac{3}{T}\right)^{5/3} & T \geq 3,0 \text{ S} \end{cases}$$

T_2 : C'est la période caractéristique, associée à la catégorie du site, et elle est donnée par le « Tableau 4.7 » du RPA99 v2003.

$$\eta : \text{C'est le coefficient de correction d'amortissement : } \eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}}$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Puisque notre immeuble est contreventé par des voiles, donc il est pris égal à 10%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{(2+\xi)}} = \sqrt{\frac{7}{(2+10)}} = 0,76 > 0,7 \text{ (RPA99 v2003).}$$

Période caractéristique associées à la catégorie de site :

On va supposer site 3 (site meuble) : donc : $T_1 = 0,15$ s et $T_2 = 0,50$ s.

Donc le facteur d'amplification dynamique est calculé par cette formule :

Dans le sens x :

$$D_x = 2,5\eta \qquad D_x = 1,9$$

Dans le sens y :

$$D_y = 2,5\eta \left(\frac{0,5}{T_y}\right)^{2/3} = 2,5\eta \left(\frac{0,50}{0,547}\right)^{2/3} \qquad D_y = 1,79$$

IV.6.5 Facteur de qualité (Q) :

La valeur de Q est déterminée par la formule : $Q = 1 + \sum P_q$

Avec : P_q est la pénalité à retenir selon le «tableau V.4 » du RPA99 v2003.

Tab IV.1 : Pénalité correspondante au critère de qualité

Critère q »	Observée	Pqx	Observée	Pqy
1-Conditions minimales sur les files de contreventement	Oui	0	Non	0,05
2- Redondance en plan	Oui	0	Oui	0
3- Régularité en plan	Non	0,05	Non	0,05
4- Régularité en élévation	Oui	0	Oui	0
5- Contrôle de qualité des matériaux	Oui	0	Oui	0
6- Contrôles de qualité des d'exécution	Non	0,10	Non	0,10
		$\sum p_q = 0,15$	$\sum p_q = 0,20$	

$$Q_x = 1 + 0,15 = 1,15$$

$$Q_y = 1 + 0,20 = 1,20$$

IV.6.6 Le poids total de la structure (W_t) :

D'après le RPA99 v2003, il faut prendre la totalité des charges permanentes et une fraction des charges d'exploitations.

Le poids total de la structure est calculé comme suit :

$$W = \sum W_i \text{ Où : } W_i = G_i + \beta Q_i$$

Avec :

β : c'est le coefficient de pondération, d'après le « tableau 4.5 » du RPA99 v2003, il est pris égal à 0,2 (bâtiment d'habitation).

G_i : Poids dû aux charges permanentes.

Q_i : Poids dû aux charges d'exploitation.

D'après l'ETABS on trouve $W = 34856,5973$ KN (Pour le calcul de poids de la structure on prend les valeurs données par le logiciel ETABS).

IV.6.7 Calcul de l'effort sismique équivalent à la base (V) :

Dans le sens x :

$$V_x = \frac{A \times D_x \times Q_x}{R} \times W$$

$$V_x = \frac{0,25 \times 1,9 \times 1,15}{3,5} \times 34856,5973$$

$$V_{x(\text{statique})} = \mathbf{5440,1189 \text{ KN}}$$

Dans le sens y :

$$V_y = \frac{A \times D_y \times Q_y}{R} \times W$$

$$V_y = \frac{0,25 \times 1,79 \times 1,20}{3,5} \times 34856,5973$$

$$V_{y(\text{statique})} = \mathbf{5347,9979 \text{ KN}}$$

IV.7 Analyse des modèles :

Notre structure est contreventée par une ossature mixte portique-voile. Le choix de la position des voiles doit satisfaire à un certain nombre de condition :

- Satisfaire les conditions d'architectures.
- Le nombre doit être suffisamment important pour assurer une rigidité suffisante.
- La position de ces voiles doit éviter des efforts de torsion préjudiciables pour la structure.

Pour les structures représentées par des modèles plans dans deux directions orthogonales, le nombre de modes de vibration à retenir dans chacune des deux directions d'excitation doit être tel que :

- La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.
- Selon le RPA99 v2003, [Art4.2.4] :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépasser celles des formules empiriques au plus de 30 %.

$$\text{Temp} = 1,3 \times 0,370 = 0,481 \text{ s.}$$

Tab IV.2 : Tableau de vérification des masses modales (Model initial)

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period Sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	1,188	4,679E-05	0,7434	0	4,679E-05	0,7434	0
Modal	2	1,183	0,0207	0,0017	0	0,0207	0,7451	0
Modal	3	0,954	0,7169	0	0	0,7376	0,7451	0
Modal	4	0,407	0,0062	2,657E-06	0	0,7438	0,7451	0
Modal	5	0,391	0	0,123	0	0,7438	0,868	0
Modal	6	0,309	0,1313	0	0	0,8751	0,868	0
Modal	7	0,232	0,0042	0	0	0,8793	0,868	0
Modal	8	0,21	0	0,0508	0	0,8793	0,9189	0
Modal	9	0,194	0	1,693E-05	0	0,8793	0,9189	0
Modal	10	0,164	1,53E-05	0,0011	0	0,8793	0,92	0
Modal	11	0,163	0,0453	0	0	0,9247	0,92	0
Modal	12	0,159	0,007	0	0	0,9317	0,92	0

Le premier mode est un mode de translation.

Le deuxième mode est un mode de rotation.

Le troisième mode est un mode de translation.

IV.7.1 Vérification des déplacements inter étage :

Selon le RPA99 v2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \text{ et } \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

Avec :

Δk_{adm} : Déplacement relatif admissible : $\Delta k_{adm} = 0,01 \text{ he}$

$\Delta k_x = \delta k_x - \delta k_{x-1}$ et $\Delta k_y = \delta k_y - \delta k_{y-1}$

$\delta k_x = R \times \delta e_{k,x}$ et $\delta k_y = R \times \delta e_{k,y}$

Δk_x : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

Δk_Y : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

$\delta_{ek,x}$: Déplacement absolu selon x (à partir d'ETABS).

$\Delta_{ek,y}$: Déplacement absolu selon y (à partir d'ETABS).

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tab IV.3 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)

Niveau	h (m)	Sens X			Sens Y			$\overline{\Delta_u}$ (cm)	OBS
		δ_{ek}^x (cm)	δ_k^x (cm)	Δ_{ek}^x (cm)	δ_{ek}^y (cm)	δ_k^y (cm)	Δ_{ek}^y (cm)		
8^{eme} étage	3,06	7,383	25,840	1,439	9,290	32,515	1,859	3,06	C V
7^{eme} étage	3,06	6,972	24,401	2,673	8,759	30,656	3,409	3,06	C.N.V
6^{eme} étage	3,06	6,208	21,728	2,741	7,785	27,247	3,556	3,06	C.N.V
5^{eme} étage	3,06	5,425	18,988	3,397	6,769	23,692	4,326	3,06	C.N.V
4^{eme} étage	3,06	4,454	15,590	3,173	5,533	19,366	3,967	3,06	C.N.V
3^{eme} étage	3,06	3,548	12,418	3,501	4,400	15,399	4,360	3,06	C.N.V
2^{eme} étage	3,06	2,548	8,917	3,223	3,154	11,039	4,045	3,06	C.N.V
1^{er} étage	3,06	1,627	5,694	3,211	1,998	6,994	3,995	3,06	C.N.V
RDC	3,06	0,709	2,483	2,483	0,857	3,000	3,000	3,06	CV

Remarque : Les déplacements inter étage dans les deux sens, donc on doit ajouter des voiles de contreventements dans les deux sens.

IV.8 Méthode dynamique modale spectrale :

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

IV.8.1 Spectre de réponse :

Les efforts de séisme sont représentés par le spectre de calcul du **RPA99 v2003** :

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

Le spectre a été calculé à l'aide d'un programme de calcul des spectres selon le RPA99 v2003.

Avec :

- Coefficient d'accélération de zone (A) : Zone IIa et Groupe d'usage 2 (A = 0,15).
- Pourcentage d'amortissement critique (ξ) : Béton armé (Voiles porteurs) (ξ = 10%).
- Facteur de correction d'amortissement (η) : (η = 0,76).
- Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site : Site meuble (S3) (T1 = 0,15 s) ; (T2 = 0,50 s).
- La période fondamentale de la structure (T) : T (analytique) = 0,536 S.
- Facteur de qualité (Q) :

$$Q(x) = 1,15$$

$$Q(y) = 1,20$$
- Coefficient de comportement global de la structure (R) : (R = 3,5).

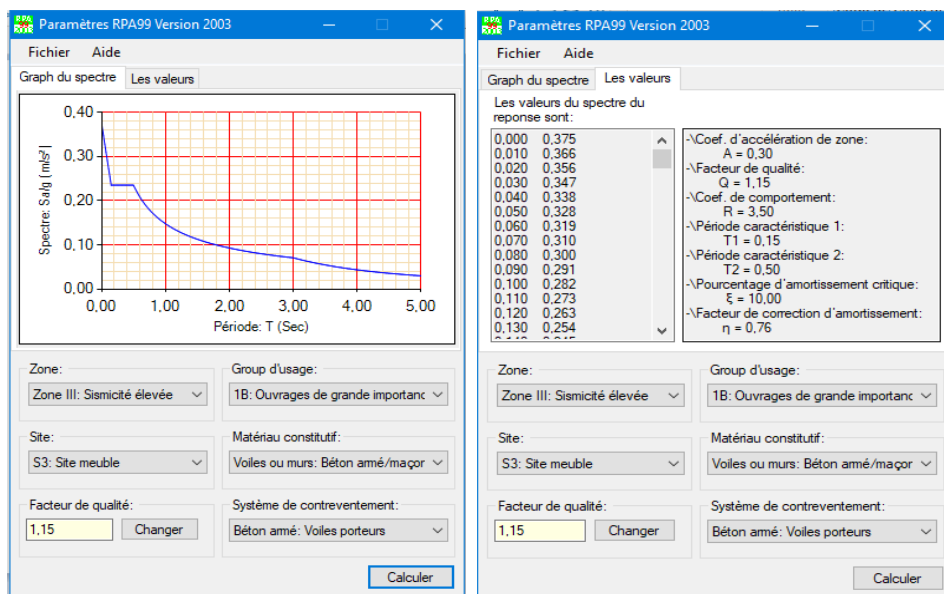


Fig IV.2 : Spectre de réponse extrait de logiciel « RPA SPECTRE »

IV.8.2 Les différentes dispositions des voiles :

Pour choisir la bonne disposition des voiles, on a fait une étude approfondie de plusieurs variantes pour trouver la période la plus petite, et on couple les portiques avec les voiles pour une bonne ductilité. On citera ci-dessous celles qui sont les plus adéquates à notre structure.

La disposition des voiles est illustrée sur les figures suivantes :

Disposition finale :

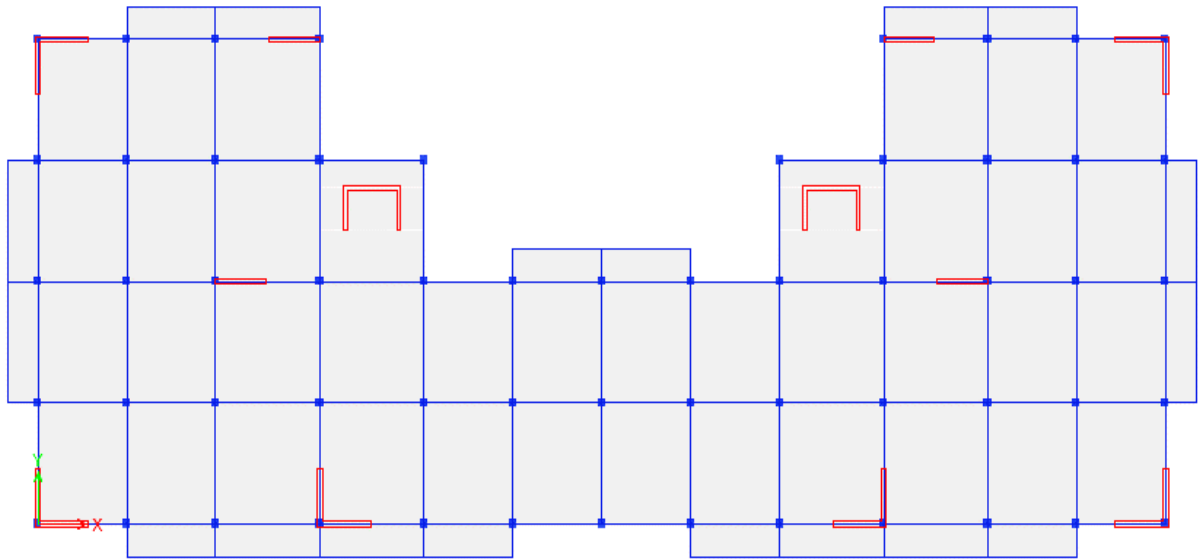


Fig IV.4: Disposition Final

- La période de chaque disposition est représentée dans le tableau suivant :

Tab IV.4: Périodes de chaque disposition

Disposition	T _{num} (s)	Mode 1	Mode 2	Mode 3
Sans voiles	1,188	Rotation	Rotation	Rotation
Disposition final	0,794	Translation	Translation	Rotation

D'après le RPA99 v2003, il faut comparer T_{num} avec 1,3Temp

$$Temp = 1,3 \times 0,472 = 0,613 \text{ s} > T_{num} = 0,794 \text{ s} \dots\dots\dots(\text{condition non vérifié})$$

Le premier mode est un mode de translation suivant l'axe (X)

Le deuxième mode est un mode de translation suivant l'axe (Y)

Le troisième mode est un mode de rotation.

Tab IV.5 : Tableau de vérification des masses modales

TABLE: Modal Participating Mass Ratios								
Case	Mode	Period sec	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ
Modal	1	0,794	0,6605	0,0039	0	0,6605	0,0039	0
Modal	2	0,758	0,0054	0,6888	0	0,6659	0,6928	0
Modal	3	0,641	0,0216	0,0068	0	0,6876	0,6996	0
Modal	4	0,209	0,0506	0,119	0	0,7382	0,8185	0
Modal	5	0,204	0,1262	0,0511	0	0,8644	0,8696	0
Modal	6	0,167	0,0013	0,0002	0	0,8657	0,8698	0
Modal	7	0,095	0,004	0,0614	0	0,8696	0,9311	0
Modal	8	0,091	0,0653	0,0039	0	0,9349	0,935	0
Modal	9	0,074	0,0002	0,0001	0	0,9351	0,9351	0
Modal	10	0,056	0,0009	0,0306	0	0,936	0,9657	0

IV.8.3 Résultante des forces sismiques de calcul :

La résultante des forces sismiques à la base $V_{t_{dyn}}$ obtenue par combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminée par la méthode sismique statique équivalente $V_{t_{dyn}}$ pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée [RPA99 v2003, article 4.3.6].

Si $V_{t_{dyn}} < 80\% V_{t_{sta}}$ il faudra augmenter les paramètres de la réponse (forces, déplacement, moments, ...) dans le rapport 0,8 V_s/V_t .

D'après le fichier des résultats de (ETABS) on a :

Tab IV.6 : Vérification de la résultante des forces sismiques

L'effort tranchant à la base	V statique (KN)		80% V statique (KN)		V dynamique (KN)		$\frac{V_{Dyn}}{V_{Sta}} > 0,8$
	Vx	Vy	Vx	Vy	Vx	Vy	
	5521,7206	5428,2179	4278,3983	4342,5743	5091,2949	4513,40,59	C.V

IV.8.4 Vérification des conditions du facteur de comportement (R) :

Dans nos précédant calcul en a pris $R= 3,5$; donc selon le RPA99 v2003 il faut justifier que le système est constitué de voiles uniquement ou de voiles et de portiques. Dans ce dernier cas les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations dues aux charges verticales. On considère que la sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

❖ **Justification des voiles sous charges verticales :**

On tire l'effort normal que reprend toute la structure à la base de chaque étage avec le logiciel (ETABS) la portance des voiles

$$\text{La portance des voiles} = \frac{P_{voile}}{P_{tot}}$$

Tab IV.7 : Vérification des sollicitations dues aux charges verticales

Niveau	P_{Voile} (KN)	P_{Etage} (KN)	$\frac{P_{Voile}}{P_{Etage}}$ (%)	> 20 %
8 ^{eme} étage	1917,166	4128,5263	46,43	C.V
7 ^{eme} étage	4025,039	9080,029	44,33	C.V

6^{eme} etage	5937,464	14109,879	42,33	C.V
5^{eme} etage	7913,234	19139,731	41,34	C.V
4^{eme} etage	9063,046	24121,997	37,57	C.V
3^{eme} etage	10754,596	29411,508	36,56	C.V
2^{eme} etage	11957,107	34656,703	34,50	C.V
1^{er} etage	13536,237	39867,560	33,95	C.V
RDC	14965,712	45176,343	33,13	C.V

Remarque :

Nous avons également essayé les coefficients (R= 4) et (R= 5) respectivement, mais la justification reste toujours non vérifiée, en plus les déplacements inter étage sera non vérifiée aussi, donc finalement nous avons pris (R= 3,5)

IV.8.5 Justification de l'effort normal réduit :

D'après les règles de RPA99 v2003, Dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme. Le RPA99 v2003 exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0,30$$

Avec :

Nd : L'effort normal maximum appliqué sur les poteaux sous les combinaisons sismiques.

B : La section transversale des poteaux.

$f_{c28} = 30$ MPa.

La combinaison (G + Q ± E) donne les efforts normaux maximums.

Les résultats de calcul sont résumés dans le tableau suivant :

Tab IV.8 : Vérification de l'effort normal réduit

Niveaux	(a=b) (cm)	S (cm ²)	N _d max (KN)	v	v < 0,3
8 ^{ème}	30x30	900	258,963443	0,096	C.V
6 ^{ème} et 7 ^{ème}	35x35	1225	624,776187	0,170	C.V
4 ^{ème} et 5 ^{ème}	40x40	1600	1039,68088	0,217	C.V
2 ^{ème} et 3 ^{ème}	45x45	2025	1454,58557	0,239	C.V
RDC et 1 ^{ère}	50x50	900	2078,8834	0,277	C.V

IV.8.6 Vérification des déplacements inter étage :

Selon le RPA99 v2003, Les déplacements relatifs latéraux d'un étage, par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage.

$$\Delta k_x \leq \Delta k_{adm} \text{ et } \Delta k_y \leq \Delta k_{adm}$$

Avec :

Δk_{adm} : Déplacement relatif admissible : $\Delta k_{adm} = 0,01 h_e$

$\Delta k_{,x} = \delta k_{,x} - \delta k_{-1, x}$ et $\Delta k_{,y} = \delta k_{,y} - \delta k_{-1, y}$

$\delta k_{,x} = R \times \delta e_{k,x}$ et $\delta k_{,y} = R \times \delta e_{k,y}$

Δk_x : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon x.

Δk_y : Déplacement relatif du niveau k, par rapport au niveau k-1 selon y.

$\delta e_{k,x}$: Déplacement absolu selon x (à partir d'ETABS).

$\delta e_{k,y}$: Déplacement absolu selon y (à partir d'ETABS).

La vérification vis-à-vis des déformations dans les différents étages est représentée dans le tableau récapitulatif suivant :

Tab IV.9 : Vérification des déplacements inter étage dans les deux sens (x ; y)

Niveau	h (m)	Sens X			Sens Y			$\overline{\Delta_u}$ (cm)	OBS
		$\delta^{x_{ek}}$ (cm)	δ^{x_k} (cm)	Δ^{x_k} (cm)	$\delta^{y_{ek}}$ (cm)	δ^{y_k} (cm)	Δ^{y_k} (cm)		
8 ^{eme} etage	3,06	2,496	8,737	1,124	2,327	8,146	0,987	3,06	C.V
7 ^{eme} etage	3,06	2,175	7,613	1,172	2,045	7,159	1,044	3,06	C.V
6 ^{eme} etage	3,06	1,840	6,441	1,193	1,747	6,114	1,081	3,06	C.V
5 ^{eme} etage	3,06	1,499	5,248	1,194	1,438	5,033	1,099	3,06	C.V
4 ^{eme} etage	3,06	1,158	4,054	1,138	1,124	3,934	1,065	3,06	C.V
3 ^{eme} etage	3,06	0,833	2,916	1,042	0,820	2,869	0,996	3,06	C.V
2 ^{eme} etage	3,06	0,535	1,874	0,877	0,535	1,872	0,859	3,06	C.V
1 ^{er} etage	3,06	0,285	0,997	0,656	0,289	1,013	0,660	3,06	C.V
RDC	3,40	0,098	0,341	0,341	0,101	0,353	0,353	3,40	C.V

IV.8.7 Vérification de l'effet P-Delta :

L'effet P-Delta est un effet non linéaire (de seconde ordre) qui produit dans chaque structure ou les éléments sont soumis à des charges axiales, cet effet est étroitement lié à valeur de la force axiale appliqué (P) et le déplacement (Delta). La valeur de l'effet P-Delta dépend de la valeur de la force axiale appliquée et la rigidité des éléments de la structure ou bien la structure globale.

Les effets de P-Delta peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{P_k \times \Delta_k}{V_k \times h_k} \leq 0.10$$

Où :

P_k : Poids total de la structure et les charges d'exploitations associées au-dessus du niveau(k).

Δ_k : Déplacement relatif du niveau (k) par rapport au niveau (k-1).

V_k : Effort tranchant d'étage au niveau (k) : $V_k = \sum F_i$

h_k : Hauteur de l'étage (k).

- Si $\theta_k \leq 0,1$: l'effet P- Δ peut être négligé.
- Si $0,1 \leq \theta_k \leq 0,2$: en amplifiant les efforts de l'action sismique, calculés au moyen d'une analyse élastique du 1er ordre par le facteur **1 (1- θ_k)**
- Si $\theta_k > 0.2$: la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

La vérification de l'effet P- Δ dans les deux sens x et y, est représentée sur les deux tableaux récapitulatifs suivants :

Tab IV.10 : Vérification de l'effet P- Δ suivant x

Sens X						
Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (cm)	θ_k	≤ 0.10
8^{eme} etage	3,06	4128,5263	464,2023	1,124	0,0327	C.V
7^{eme} etage	3,06	9080,029	828,4082	1,172	0,0420	C.V
6^{eme} etage	3,06	14109,879	1124,2912	1,193	0,0489	C.V
5^{eme} etage	3,06	19139,731	1372,369	1,194	0,0544	C.V
4^{eme} etage	3,06	24121,997	1574,6427	1,138	0,0570	C.V
3^{eme} etage	3,06	29411,508	1734,7617	1,042	0,0577	C.V
2^{eme} etage	3,06	34656,703	1857,1073	0,877	0,0535	C.V
1^{er} etage	3,06	39867,560	1947,2445	0,656	0,0439	C.V
RDC	3,40	45176,343	2002,4084	0,341	0,0226	C.V

Tab IV.11 : Vérification de l'effet P- Δ suivant y

Sens Y						
Niveau	h_k (m)	P_k (KN)	V_k (KN)	Δ_k (cm)	θ_k	≤ 0.10
8^{eme} etage	3,06	4128,5263	490,5983	0,987	0,0271	C.V
7^{eme} etage	3,06	9080,029	894,9277	1,044	0,0346	C.V
6^{eme} etage	3,06	14109,879	1227,0538	1,081	0,0406	C.V
5^{eme} etage	3,06	19139,731	1505,4059	1,099	0,0457	C.V
4^{eme} etage	3,06	24121,997	1733,1626	1,065	0,0484	C.V
3^{eme} etage	3,06	29411,508	1913,5758	0,996	0,0500	C.V
2^{eme} etage	3,06	34656,703	2049,3867	0,859	0,0475	C.V
1^{er} etage	3,06	39867,560	2145,2113	0,660	0,0401	C.V
RDC	3,40	45176,343	2199,4513	0,353	0,0213	C.V

D'après les deux tableaux ci-dessus, on constate que les effets du P-Delta peuvent être négligés dans les deux directions (x, y).

IV.9 Conclusion :

Dans ce chapitre, on a pu effectuer l'étude dynamique de notre structure en déterminant ses caractéristiques dynamiques propres lors de ses vibrations.

Une telle étude est souvent très complexe c'est pourquoi on fait souvent appel à des modélisations (**ETABS**) et des références (**RPA99 version 2003**) qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour permettre l'analyse.

L'exploitation des résultats donnés par le logiciel ETABS, a permis de vérifier plusieurs critères :

Période, la participation massique, le respect des déplacements maximaux, et le choix des dimensions et caractéristiques des voiles de contreventement.

CHPITRE V :

Etude des éléments structuraux

V.1 Introduction :

Après avoir fait l'étude dynamique par le logiciel **ETABS2016** dans le chapitre précédent, on a déterminé les efforts internes appliqués sur les éléments structuraux (poteaux, poutres, voiles). Dans ce chapitre, on va utiliser ces efforts pour pouvoir déterminer les sections d'aciers nécessaires, afin que ces éléments puissent résister aux différentes charges auxquelles ils sont soumis. Le ferrailage sera choisi d'une façon à être conforme aux règles illustrées dans le RPA99 version 2003, BAEL91 (modifié en 99), et aussi le CBA93.

V.2. Etude des poutres :

V.2.1. Introduction :

Les poutres sont des éléments sollicités par des moments de flexion et des efforts tranchants.

Le calcul se fera en flexion simple avec les sollicitations les plus défavorables.

Dans notre projet on a deux types de poutres :

- **Poutres principales :** (25×40) cm²
- **Poutres secondaires :** (25×40) cm²

V.2.2 Combinaisons des charges :

➤ **Combinaisons durables :**

ELU : 1.35 G + 1.5 Q

ELS : G + Q

Où : G est la charge permanente, et Q la charge d'exploitation.

➤ **Combinaisons accidentelles :**

0.8 G ± E

G + Q ± E Où : E c'est l'action du séisme

V.2.3 Recommandations du RPA99 version 2003 :

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

Le pourcentage maximal des aciers longitudinaux est de :

4% en zone courante

6% en zone de recouvrement

La longueur minimale de recouvrement est de 40 Ø en zone IIa.

V.2.4 Sollicitations dans les poutres :

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

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tab V.1 : Sollicitations dans les poutres principales

ELU						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	25 x 40	43,55018	40,7104	2,70	67,6890	4,63
Etage courant	25 x 40	45,43488	35,7683	2,38	72,9924	5,02
G + Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	25 x 40	40,73699	35,9694	2,38	71,5112	4,91
Etage courant	25 x 40	75,64505	121,0345	8,84	141,3733	10,64
0,8Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	25 x 40	31,36415	38,1769	2,53	55,9282	3,77
Etage courant	25 x 40	72,16401	123,5862	9,06	138,5254	10,38

Tab V.2 : Sollicitations dans les poutres secondaires

ELU						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	25 x 40	38,32415	9,7997	0,63	17,0637	1,11
Etage courant	25 x 40	39,98268	11,0250	0,71	17,9926	1,17
G + Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm ²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)	M _{max} (KN.m)	A _s (cm ²)
Terrasse	25 x 40	35,84853	30,7553	2,02	48,9191	3,28
Etage courant	25 x 40	66,56764	51,55087	3,46	63,1049	4,29

0,8Q ± E (x ; y)						
Niveau	Section (cm²)	T (KN)	Appui		Travée	
			M_{max} (KN.m)	A_s (cm²)	M_{max} (KN.m)	A_s (cm²)
Terrasse	25 x 40	27,60044	17,8381	1,16	28,3735	1,86
Etage courant	25 x 40	63,50435	29,8995	1,96	36,6203	2,42

V.2.5. Calcul des poutres :

On va prendre comme exemple de calcul la poutre principale de la terrasse.

V.2.5.1. Calcul des armatures longitudinales :

(b = 0,25 m); (h = 0,40 m); (d = 0,9h = 0,36 m); (Fe = 500 MPa); (fbc = 17 MPa)

➤ **ELU :**

- **Sur appui :** M_{trav} = 40,7104 KN.m

$$\mu_u = \frac{M_U}{b \times d^2 \times f_{bc}} = \frac{40,7104 \times 10^6}{250 \times 360^2 \times 17} = 0,074 < \mu_R = 0,372 \quad ; \text{ donc section simple armature}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu_u}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,074}) = 0,096$$

$$Z = d(1 - 0,4\alpha) = 36(1 - 0,4 \times 0,096) = 34,62 \text{ cm}$$

$$A_{st} = \frac{M_u}{Z \times \sigma_{st}} = \frac{40,7104 \times 10^3}{34,62 \times \frac{500}{1,15}} = 2,70 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{st} \geq 0,23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{st} \geq 0,23 \times 25 \times 36 \times 2,4/500 \times 10^4$$

$$A_{st} \geq 0,99 \text{ cm}^2$$

D'où :

$$A_{st \text{ trav}} = 2,70 \text{ cm}^2 > 0,99 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Armatures minimales :** Selon le RPA99 v2003 :

$$A_{min} = 0,5\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0,005 \times 25 \times 40 = 5 \text{ cm}^2$$

$$A_{st \text{ trav}} + A_{st \text{ app}} = 2,70 + 4,63 = 7,33 \text{ cm}^2 \geq A_{smin} = 5 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{C.V}$$

➤ **Armatures maximales :**

- Dans la zone courante :

$$A_{\max} = 4\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 4\% (25 \times 40) = 40 \text{ cm}^2$$

- Dans la zone de recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% (b \times h)$$

$$A_{\max} = 6\% (25 \times 40) = 60 \text{ cm}^2$$

➤ **Choix des Armatures :**

Sur appui : $A_s = 3T14 = 4,62 \text{ cm}^2$

➤ **Vérification à l'ELS :**

- **Sur appui :** $M_s = 29,2881 \text{ KN.m}$

Position de l'axe neutre :

$$\frac{bX^2}{2} + \eta A_{sc}(x-d') - \eta A_{st}(d-x) = 0$$

$$X = n \frac{A_{st}}{b} + \left(\sqrt{1 + \frac{2b(dA_{st})}{nA_{st}^2}} - 1 \right) = 15 \times \frac{4,62}{25} + \left(\sqrt{1 + \frac{2 \times 25 \times 36 \times 4,62}{15 \times 4,62^2}} - 1 \right)$$

$$X = 11,62 \text{ cm.}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{bX^3}{3} + nA_{st}(d-x)^2$$

$$I = \frac{25 \times 11,62^3}{3} + 15 \times 4,62(36 - 11,62)^2$$

$$I = 5,426 \times 10^{-4} \text{ m}^4$$

Calcul des contraintes :

$$\text{Béton : } \sigma_{bc} = \frac{M_s \times X}{I} = \frac{29,288 \times 10^{-3} \times 0,1162}{5,426 \times 10^{-4}} = 6,27 \text{ MPa}$$

$$\sigma_{bc} = 6,27 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

$$\text{Acier : } \sigma_s = \frac{n M_s (d-X)}{I} = \frac{15 \times 29,288 \times 10^{-3} (0,36 - 0,1024)}{5,426 \times 10^{-4}} = 197,335 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 197,335 \text{ MPa} < \bar{\sigma}_s = 250 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

V.2.5.2. Vérification au cisaillement :

$$T_u = 43,55018 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{V_{ub}}{b \times d} \leq \overline{\tau}_u$$

$$\tau_u = \frac{43,55018 \times 10^3}{250 \times 360} = 1,74 \text{ MPa}$$

$\overline{\tau}_u = \min (0,1f_{c28} ; 4 \text{ MPa})$ Pour une fissuration préjudiciable.

$\overline{\tau}_u = \min (3 \text{ MPa} ; 4 \text{ MPa}) = 3 \text{ MPa}$.

$$\tau_u < \overline{\tau}_u \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Tab V.3 : Vérification au cisaillement

Poutre Principal 25x40					
Niveau	Section (cm²)	T max (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	25 x 40	43,55018	0,48	3	C.V
Etage C	25 x 40	75,64505	0,84	3	C.V
Poutre Secondaire 25x40					
Niveau	Section (cm²)	T max (KN)	τ_u (MPa)	$\overline{\tau}_u$ (MPa)	Vérification
Terrasse	25 x 40	38,32415	0,42	3	C.V
Etage C	25 x 40	66,56764	1,75	3	C.V

Donc il n'y a pas un risque de cisaillement.

V.2.5.3. Détermination du diamètre des armatures transversales :

$$\phi t \leq \min \left(\frac{40}{35} ; \phi_{min} ; \frac{b}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min \left(\frac{35}{35} ; 1,2 ; \frac{25}{10} \right)$$

$$\phi t \leq \min (1,14 ; 1,2 ; 2,5)$$

$$\phi t = 8 \text{ mm}$$

V.2.5.4. Calcul d'espacement des cadres :

D'après le **RPA 99 v2003** on a :

- **Zone nodale :** $S_t \leq \text{Min} \left(\frac{h}{4} ; 12 \times \phi_{min} ; 30\text{cm} \right)$

$$S_t \leq \text{Min} \left(\frac{40}{4} ; 14,4 ; 30 \right) \text{ cm}$$

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

$$L = 2 \times h = 2 \times 40 = 80 \text{ cm}$$

- **Zone courante** : $S_t' \leq \frac{h}{2}$

$$S_t' \leq \frac{40}{2} \text{ cm}$$

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

- **Longueur de recouvrement** :

D'après le RPA99 v2003, la longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ (en zone III).

$$L_r \geq (40 \times \emptyset) \text{ Zone (III)}$$

Tab V.4 : Longueur de recouvrement calculée et choisi pour chaque type d'acier

\emptyset (max) (mm)	$\emptyset 20$	$\emptyset 16$	$\emptyset 14$	$\emptyset 12$
L_r (calculé) (mm)	1000	800	700	600
L_r (choix) (mm)	1000	800	700	600

Tous les choix de ferrailage et les vérifications du Calcul des poutres sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab V.5 : Choix du ferrailage longitudinal et transversal des poutres

Poutre principale 25 x 40								
Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
	A_{min} (cm ²)	Travée		Appui		Φ_t (mm)	S_t Zone Nodale (mm)	S_t' Zone Courante (mm)
		A_s cal (cm ²)	Choix	A_s cal (cm ²)	Choix			
Terrasse	5	4,91	3T14+3T12 5,56	2,70	3T14 4,62	8	15	20
Etage C	5	10,64	6T16 12,06	9,06	3T14+3T16 10,65	8	15	20
Poutre secondaire 25 x 40								
Niveau	Ferrailage longitudinal					Ferrailage transversal		
	A_{min} (cm ²)	Travée		Appui		Φ_t (mm)	S_t Zone Nodale (cm)	S_t' Zone Courante (cm)
		A_s cal (cm ²)	Choix	A_s cal (cm ²)	Choix			

Terrasse	4,375	3,28	3T12 3,39	4,62	2T12 2,26	8	10	20
Etage C	4,375	4,29	5T12 5,65	6,00	5T12 5,65	8	10	20

Tab V.6 : Vérification des contraintes

Poutre principale 25 x 40							
Niveau	Localisation	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	OBS
Terrasse	Appui	29,2881	6,27	18	197,335	250	C.V
	Travée	48,6971	5,85		163,005		C.V
Etage C	Appui	25,7326	4,20	18	78,782	250	C.V
	Travée	52,5125	8,26		143,089		C.V
Poutre secondaire 25 x 40							
Niveau	Localisation	M_{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ̄_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ̄_s (MPa)	OBS
Terrasse	Appui	7,0501	1,98	18	94,167	250	C.V
	Travée	12,2760	2,94		111,123		C.V
Etage C	Appui	7,9317	1,58	18	44,144	250	C.V
	Travée	12,9443	2,59		72,042		C.V

V.2.5.5. Arrêt des barres :

Armatures inférieures : $h \leq \frac{L}{10}$

Armatures supérieures :

Appui entravée de rive $h \leq \frac{L_{max}}{4}$

Appui entravée intermédiaire $h \leq \frac{L_{max}}{5}$

Avec : $L = \max (L_{gauche} ; L_{droite})$.

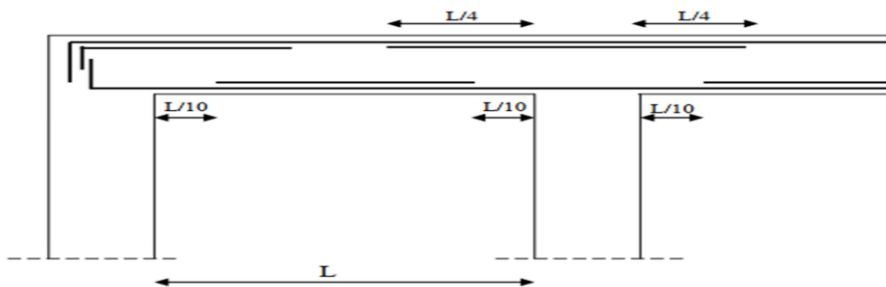
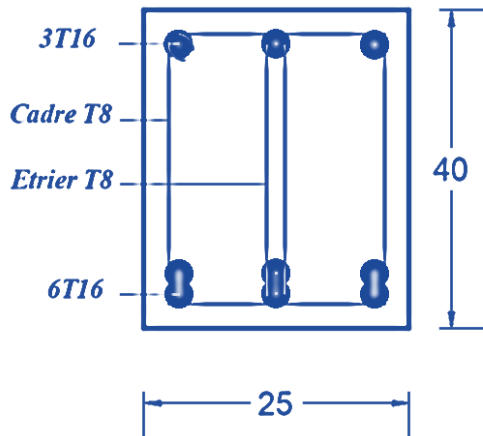


Fig V.1 : Arrêt des barres

➤ Schémas de ferrailage :

Poutre 25X40

Mi-Travee



Appui

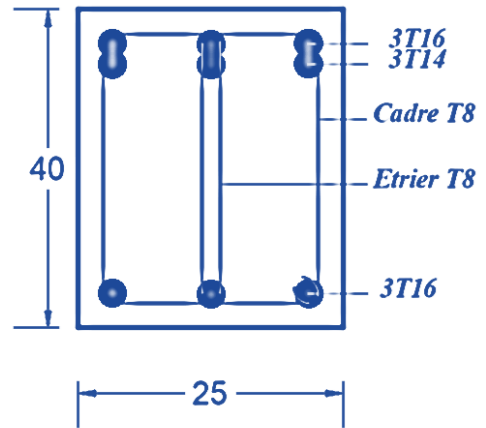
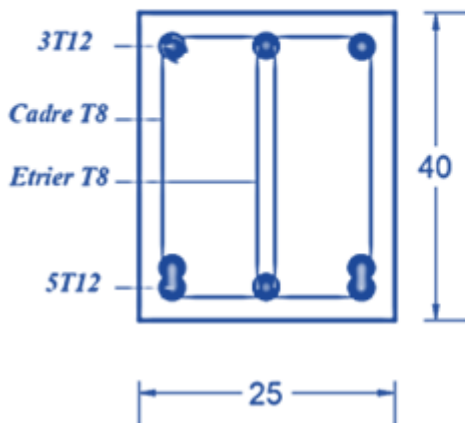


Fig V.2 : Les schémas de ferrailage des poutres principaux

Poutre 25X40

Mi-Travee



Appui

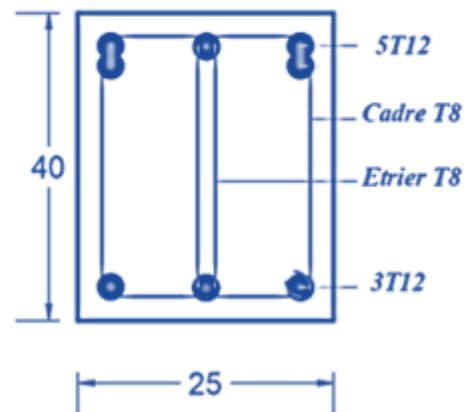


Fig V.3 : Les schémas de ferrailage des poutres secondaires

V.3. Etude des poteaux :

V.3.1. Introduction :

Les poteaux sont des éléments porteurs chargés de reprendre les charges et surcharges issues des différents niveaux pour les transmettre au sol par l'intermédiaire des fondations. Ils sont soumis à des efforts normaux et moments fléchissant en tête et à la base et aussi à des efforts tranchants. On détermine par l'interaction des efforts normaux et des moments fléchissant les sections des armatures longitudinales, on détermine aussi les sections des armatures transversales par les efforts tranchants.

L'étude des poteaux sera effectuée en tenant compte des efforts internes données par le logiciel de calcul (ETABS 2016), en tenant compte des sollicitations les plus défavorables qui résultent des combinaisons présentées par le : **RPA99 version 2003** et du (**CBA93**).

V.3.2. Combinaisons des charges :

Il existe deux types de combinaisons : des combinaisons fondamentales qui sont citées dans le **BAEL91**, et les autres sont accidentelles et qui sont citées dans le **RPA99 v2003**.

- **Combinaisons durable :**

ELU : $1.35 G + 1.5 Q$

ELS : $G + Q$

Où : G c'est la charge permanente, et Q c'est la charge d'exploitation.

- **Combinaisons accidentelles :**

$0.8 G \pm E (x ; y)$

$G + Q \pm E (x ; y)$

Où : E (x ; y) c'est l'action du séisme

V.3.3. Vérification spécifique sous sollicitations tangentes :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul, dans le béton τ_{bu} , sous combinaison sismique est calculée par la formule ci-dessous :

$$\tau_{bu} = \frac{T}{b \times d}$$

Où :

T : l'effort tranchant.

b : dimension de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée.

d : c'est $0,9b$

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

- D'après le BAEL 91 : $\overline{\tau_u} = \min \left(\frac{0,20 \times f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ MPa} \right)$
- D'après le RPA99 v2003 : $\overline{\tau_u} = \rho_d \times f_{c28}$
- Avec :
 - * $\rho_d = 0,075 \Rightarrow$ si $\lambda_g \geq 5$
 - * $\rho_d = 0,04 \Rightarrow$ si $\lambda_g < 5$

λ_g : C'est l'élançement géométrique du béton, il est calculé par cette formule :

$\lambda_g = \left(\frac{L_f}{a} \text{ ou } \frac{L_f}{b} \right)$ Avec : a et b, les dimensions de la section droite du poteau dans la direction de déformation considérée, et L_f la longueur de flambement du poteau.

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

Tab V.7 : Vérification spécifique sous sollicitations tangentes

Poteau	B (cm ²)	b x d (cm ²)	T (KN)	τ_{bu} (MPa)	λ_g	ρ_d	$\overline{\tau_u}$ RPA (MPa)	$\overline{\tau_u}$ BAEL (MPa)	OBS
30 x 30	900	810	37,925	0,468	6,21	0,075	2,25	4	C.V
35 x 35	1225	1102,5	60,3955	0,548	5,32	0,075	2,25	4	C.V
40 x 40	1600	1440	84,3692	0,586	4,66	0,04	1,20	4	C.V
45 x 45	2025	1822,5	91,326	0,501	4,13	0,04	1,20	4	C.V
50 x 50	2500	2250	115,8133	0,5147	3,724	0,04	1,2	4	C.V

D'après le tableau, on remarque que les sollicitations tangentes sont vérifiées dans tous les niveaux. Donc, il n'y a pas de rupture par cisaillement.

V.3.4. Sollicitations à considérer :

Les sollicitations à considérer pour le calcul du ferrailage, sont les suivantes :

- N max \Rightarrow M correspondant (ELU)
- M max \Rightarrow N correspondant (G + Q \pm E (x ; y))
- N min \Rightarrow M correspondant (0.8 G \pm E (x ; y))

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

Ces sollicitations sont tirées directement du logiciel ETABS 2016, les résultats sont récapitulés dans le tableau ci-dessous :

Tab V.8 : Sollicitations des poteaux

Poteau	B (cm²)	N (max) KN	M (cor) KN.m	N (cor) KN	M (max) KN.m	N (min) KN	M (cor) KN.m
30 x 30	900	-538,100	10,454	-134,423	125,180	49,747	32,372
35 x 35	1225	-1071,770	11,984	-436,196	151,910	39,552	46,720
40 x 40	1600	-1611,580	12,176	-902,391	186,528	-20,630	58,431
45 x 45	2025	-2450,190	9,841	-1428,220	230,388	-140,095	67,055
50 x50	2500	-3339,350	6,051	-1958,550	262,591	-182,687	67,075

V.3.5. Calcul du ferrailage longitudinal :

Le ferrailage des poteaux est calculé en flexion composé, parce qu'on a un moment M et un effort normal N.

Le **RPA 99 v2003** exige que :

- Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droite et sans crochets.
- Leur pourcentage minimal sera de 0,9% (zone III).
- Leur pourcentage maximal sera de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.
- Le diamètre minimal est de 12 mm ($\Phi_{\min} = 12$ mm).
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- La distance entre les barres verticales dans une surface du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).
- Les jonctions par recouvrement doivent être faites si possible, en dehors des zones nodales (zone critique).
- Les armatures transversale doivent : $\Phi t \geq \frac{\Phi l_{max}}{3}$.

➤ **Exemple de calcul :**

Prenant comme exemple le poteau du (40x40) a l'ELU :

Tab V.9 : Sollicitations du poteau (40x40)

Poteau	N (KN)	M (KN.m)	T (KN)
40 x 40	1611,580	12,176	84,369

On à : $S = b \times h = (40 \times 40) \text{ m}^2$

$$d = 0,9 \times h = 0,36 \text{ m}$$

$$d' = 0,1 \times h = 0,04 \text{ m}$$

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

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

- **L'excentricité :**

$$e = \frac{M}{N} = \frac{12,176}{1611,580} = 0,756 \text{ cm}$$

N : Effort de compression, donc (C) sera posé au-dessus de (G)

- **Calcul du moment fictif M_{As} :**

$$M_{As} = M_u + N_u \left(d - \frac{h}{2} \right)$$

$$M_{As} = 12,176 + 1611,580 \left(0,36 - \frac{0,40}{2} \right)$$

$$M_{As} = 270,029 \text{ KN.m}$$

- **Vérification du domaine :**

$$\Psi_1 = \frac{N_u}{b h f_{bc}} = \frac{270,029 \times 10^3}{400 \times 400 \times 17} = 0,099 \leq 0,81$$

$$e_{NC} = \xi \cdot h = 0,1637 \times 40 = 6,548 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow e \leq e_{NC}$$

Dans ce cas la section est entièrement comprimé **SEC**, Armature minimales pour les poteaux.

Voire (Annexe B)

Tab V.10 : Ferrailage du poteau (40x40)

Sollicitation	N (KN)	M (KN.m)	μ_u	α	Z (cm)	A_1 (cm ²)	A_2 (cm ²)
N_{max} ; M_{cor}	-1611,580	12,176	0,271	0,404	0,453	0	0

M_{cor} ; N_{cor}	-902,391	186,528	0,246	0,359	0,462	0	0
N_{min} ; M_{cor}	-20,630	58,431	0,022	0,028	0,533	0	0,51

D'après le tableau la section non ferrillée résiste aux efforts appliqués, d'où le béton seul a la possibilité de résister sans ferrailage.

Alors, on va ferriller avec les min de **RPA99 v2003**.

- **Ferrailage minimal :**

$$A_{st \text{ min}} = 0,9\% B = 0,9\% (40 \times 40)$$

$$A_{st \text{ min}} = 14,4 \text{ cm}^2$$

D'après le tableau des sections, on va choisir : $A_{st \text{ choisie}} = \mathbf{12T12} = 13,57 \text{ cm}^2$.

Pour le ferrailage longitudinal des autres niveaux, on va le procéder avec logiciel SOCOTEC, les résultats seront récapitulés dans le tableau récapitulatif suivant :

Tab V.11 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (N_{max}/M_{cor})

Poteau	B (cm²)	Section	A₁ (cm²)	A₂ (cm²)	A_{st min} (cm²)
30 x 30	900	SEC	0	0	8,1
35 x 35	1225	SEC	0	0	11,03
40 x 40	1600	SEC	0	0	14,40
45 x 45	2025	SEC	0	0	18,23
50 x 50	2500	SEC	0	0	22,5

Tab V.12 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (N_{cor}/M_{max})

Poteau	B (cm²)	Section	A₁ (cm²)	A₂ (cm²)	A_{st min} (cm²)
30 x 30	900	SPC	3,83	0	8,1
35 x 35	1225	SPC	2,24	0	11,03
40 x 40	1600	SEC	0	0	14,40
45 x 45	2025	SEC	0	0	18,23
50 x 50	2500	SEC	0	0	22,5

Tab V.13 : Calcule du ferrailage longitudinal des poteaux (N_{min}/M_{cor})

Poteau	B (cm²)	Section	A₁ (cm²)	A₂ (cm²)	A_{st min} (cm²)
30 x 30	900	SPC	1,07	0	8,1
35 x 35	1225	SPC	2,27	0	11,03
40 x 40	1600	SPC	1,78	0	14,40
45 x 45	2025	SPC	1,01	0	18,23
50 x 50	2500	SPC	0,51	0	22,5

Tab V.14 : Choix du ferrailage longitudinal des poteaux

Poteau	B (cm²)	A_{st min} (cm²)	A_{st cal} (cm²)	Ferrailage Choisi (cm²)
30 x 30	900	8,1	3,83	8T12 = 9,05
35 x 35	1225	11,03	2,27	8T14 = 12,32
40 x 40	1600	14,40	1,78	4T14 + 8T12 = 15,21
45 x 45	2025	18,23	1,01	12T14 = 18,47
50 x 50	2500	22,5	0,51	12T16 = 24,13

V.3.6. Vérification vis-à-vis de l'état limite de service :

Après avoir fait le choix des armatures longitudinales (tout en respectant les sections minimales exigées par les règlements) on passe à la vérification des contraintes à l'ELS, sous les sollicitations (M_{ser} – N_{ser}) selon les règles

Les contraintes admissibles sont données par :

➤ **Béton :**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28} = 18 \text{ MPa}$$

➤ **Acier**

Fissuration peu nuisible.....Pas de vérification.

Fissuration préjudiciable..... $\bar{\sigma}_s = \xi = \text{Min} \left(\frac{2}{3} f_e, \text{Max} (0,5f_e ; 110\sqrt{\eta \cdot f_{t28}}) \right)$

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

Avec :

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

Dans notre cas la fissuration est considérée préjudiciable : $\sigma_s = 250$ MPa.

Les résultats sont récapitulés dans le tableau suivant :

Tab V.15 : Vérification des contraintes

Poteau	N _{ser} (KN)	M _{ser} (KN.m)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc} (MPa)	σ_s (MPa)	σ_s (MPa)	Vérification
30 x 30	-145,680	55,940	7	18	157,5	250	C.V
35 x 35	-418,845	58,956	5,2	18	67,2	250	C.V
40 x 40	-882,999	61,593	5,4	18	73,8	250	C.V
45 x 45	-1782,4	7,0665	5,4	18	79,9	250	C.V
50 x 50	-2428,95	4,3423	6,1	18	90,9	250	C.V

➤ **Longueur de recouvrement :**

D'après le RPA99 v2003, la longueur minimale de recouvrement est de $40\emptyset$ (en zone III).

$$L_r \geq (40 \times \emptyset) \text{ Zone (III)}$$

Tab V.16 : Longueur de recouvrement calculée et choisie pour chaque type d'acier

\emptyset (max) (mm)	$\emptyset 20$	$\emptyset 16$	$\emptyset 14$	$\emptyset 12$
L_r (calculé) (mm)	1000	800	700	600
L_r (choix) (mm)	1000	800	700	600

V.3.7. Calcul du ferrailage transversal :

D'après le RPA99 v2003, les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante :

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho_a \times V_u}{h_1 \times f_e}$$

Avec :

V_u : C'est l'effort tranchant maximal de calcul.

h₁ : Hauteur totale de la section brute.

f_e : contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ_a : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris égal à 2,50 si l'élançement géométrique λ_g dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3,75 dans le cas contraire.

t : l'espacement des armatures transversales, et il est calculé comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq \min (10\phi_{l \min}, 15 \text{ cm})$ Zone (III)

Dans la zone courante : $t' \leq 15\phi_{l \min}$ Zone (III)

Avec : (ϕ_l : Diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau).

➤ **Section minimale d'armature transversale :**

Si $\lambda_g \geq 5$: 0,3%

Si $\lambda_g \leq 3$: 0,8%

Si $3 < \lambda_g \leq 5$: interpoler entre les valeurs précédentes.

Les cadres et les étriers doivent être fermés par des crochets à 135° ayant une longueur droite de $10\phi_t$ (au minimum).

On adopte les espacements suivant :

Zone nodale : $t \leq \text{Min} (10 \times 1,2 ; 15) \text{ cm}$

$t \leq \text{Min} (12 ; 15) \text{ cm}$

$t = 10 \text{ cm}$

Zone courante : $t' \leq 15 \times 1,2$

$t' \leq 18 \text{ cm}$

$t' = 15 \text{ cm}$

➤ **Exemple de calcul :**

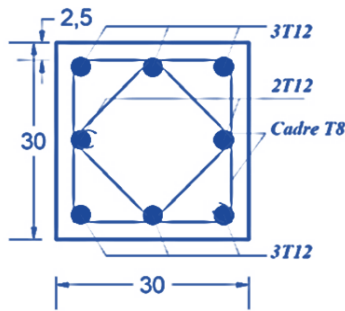
Tab V.17 : Calcul de ferrailage transversal

Poteau	L_f (m)	λ_g	ρ_a	T_u (KN)	Zone	S_t (cm)	$A_t \text{ cal}$ (cm ²)	$A_t \text{ min}$ (cm ²)	Choix
30 x 30	1,862	6,21	2,25	37,925	N	10	1,58	1,35	12T8
					C	15	2,38		
35 x 35	1,862	5,32	2,25	60,3955	N	10	1,58	1,575	12T8
					C	15	2,38		
40 x 40	1,862	4,66	1,20	84,3692	N	10	1,73	1,80	12T8
					C	15	2,60		

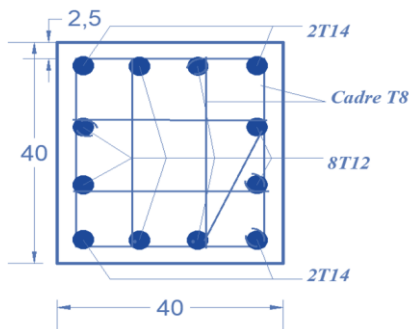
45 x 45	1,862	4,13	1,20	91,326	N	10	1,58	2,025	12T8
					C	15	2,38		
50 x 50	2,1	3,724	1,20	115,8133	N	10	1,58	2,25	12T8
					C	15	2,38		

Schémas de ferrailage :

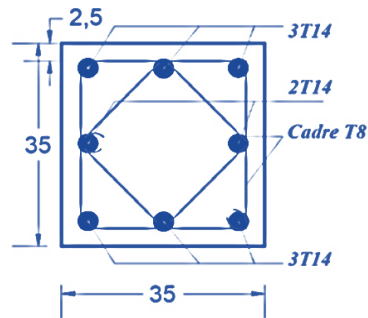
Poteau 30X30



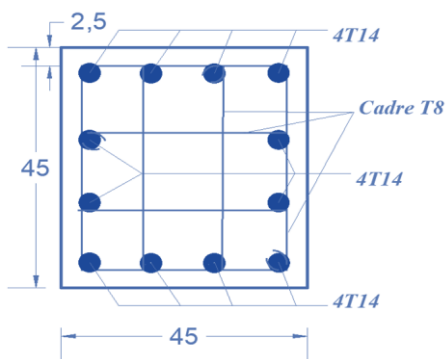
Poteau 40X40



Poteau 35X35



Poteau 45X45



Poteau 50X50

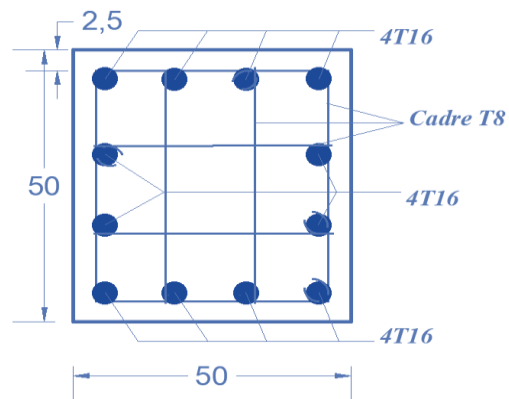


Fig V.4 : Schéma des ferrailages des poteaux

V.4. Étude des voiles :

V.4.1. Introduction :

Le voile est un élément structural de contreventement soumis à des forces verticales et horizontales. Donc, le ferrailage des voiles consiste à déterminer les armatures en flexion composée sous l'action des sollicitations verticales dues aux charges permanentes (G) et aux surcharges d'exploitation (Q), ainsi que sous l'action des sollicitations horizontales dues aux séismes.

• **Le rôle des voiles de contreventement :**

L'utilisation des voiles en béton armé, pour la construction des structures dans les zones sismiques, est exigée obligatoirement par le code parasismique Algérien RPA99 v2003.

Les voiles jouent plusieurs rôles :

- Reprendre les charges verticales, dues aux charges permanentes et d'exploitation apportées par les planchers, et aussi les charges horizontales dues aux séismes et le vent.
- Augmenter la rigidité de l'ouvrage.
- Eloigner la possibilité d'instabilité.

Pour faire face à ces sollicitations, on prévoit trois types d'armatures :

- Armatures verticales.
- Armatures horizontales.
- Armatures transversales.

La disposition des voiles est présentée dans la figure suivante :

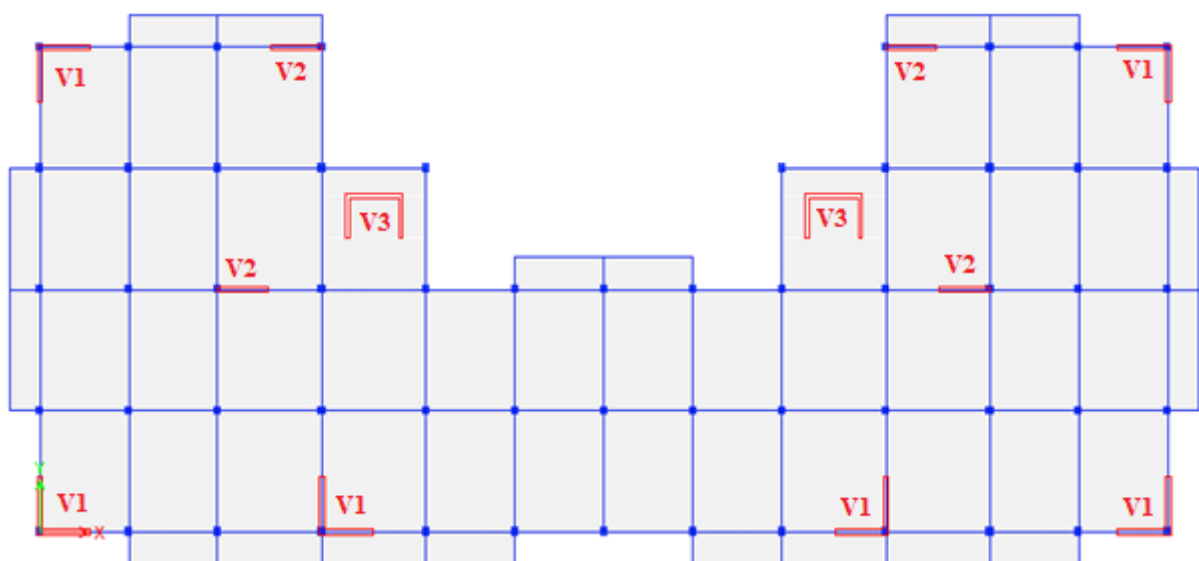


Fig V.5 : Disposition des voiles

Et puisque la disposition est symétrique on a décidé de grouper les 24 voiles comme suit :

Tab V.18 : Les groupes de voiles et leurs dimensions

Les voiles	Les longueurs (m)	Epaisseurs (cm)	Groupe
1	1,50	20	V1
2	1,50	20	V2
3	1,60	20	V3

V.4.2. Armatures verticales :

Le calcul se fait à la flexion composée, et la détermination de ferrailage se fait par la méthode des contraintes (méthode de NAVIER).

$$\sigma = \frac{N}{A} \pm \frac{M.V}{I}$$

Avec :

N : L'effort normal appliqué.

M : Moment fléchissant du voile.

A : Section transversale du voile.

V : La distance entre le centre de gravité du voile et la fibre la plus éloignée.

I : Moment d'inertie par rapport au centre de gravité.

On distingue **3 cas** :

- **1^{er} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) > 0$: la section du voile est entièrement comprimée " pas de zone tendue " SPC.

La zone courante est armée par le minimum exigé par le RPA 99 v2003.

$A_{min} = 0,15\% \cdot e.L$

- **2^{ème} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2) < 0$: section du voile est entièrement tendue " pas de zone comprimée " SET.

On calcule le volume des contraintes de traction, d'où la section des armatures verticales :

$A_v = F_t / f_e$; on compare A_v par la section minimale exigée par le **RPA 99 v2003**.

- Si $A_v < A_{min} = 0,15\% \cdot e.L$, on ferraille avec la section minimale.

- Si $A_v > A_{min}$, on ferraille avec A_v .

- **3^{ème} cas :**

Si $(\sigma_1 \text{ et } \sigma_2)$ sont de signe différent, la section du voile est partiellement comprimée SPC.

Donc on calcule le volume des contraintes pour la zone tendue.

V.4.3. Armatures horizontales :

Les armatures horizontales sont destinées à reprendre les efforts tranchants, elles doivent être disposées en deux nappes vers les extrémités des armatures verticales pour empêcher leurs flambements et munies de crochets à 135° ayant une longueur de 10 Øl.

➤ **Remarque :** Le pourcentage minimum d'armatures (verticales et horizontales) est donné comme suite :

$A_{\min} = 0,15 \% (e \times l)$: Dans la section globale de voile.

$A_{\min} = 0,10 \% (e \times l)$: Dans la zone courante.

V.4.4. Armatures transversales :

Les armatures transversales sont destinées essentiellement à retenir les deux nappes d'armatures verticales, ce sont généralement des épingles dont le rôle est d'empêcher le flambement des aciers verticaux sous l'action de la compression d'après l'article 7.7.4.3 du RPA99 v2003.

Les deux nappes d'armatures verticales doivent être reliées au moins par (04) épingles au mètre carré.

V.4.5. Diamètre max des armatures :

D'après le RPA99, il faut que le diamètre $D \leq a/10$ (à l'exception des zones d'about).

Où : a c'est l'épaisseur du voile

$$D \leq 20/10 \Rightarrow D \leq 2 \text{ cm}$$

V.4.6. Espacement :

D'après l'art 7.7.4.3 du RPA 99 v2003, l'espacement des barres horizontales et verticales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :

$$S \leq (1,5 \times e, 30) \text{ cm}$$

On a :

$$S \leq \min (1,5 e ; 30 \text{ cm})$$

$$S \leq 30 \text{ cm}$$

On adopte : $S = 20 \text{ cm}$.

-A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur (1/10) de la largeur du voile, cet espacement doit être au plus égal à 15 cm. Donc, dans les zones d'about, l'espacement sera :

$$S' = S/2 = 20/2 \Rightarrow S' = 10 \text{ cm}$$

Donc, on va adopter un espacement égal à 10 cm.

V.4.7. Vérification de la contrainte de cisaillement :

D'après RPA99 v2003 : La contrainte de cisaillement dans le béton est limitée comme suite :

$$\tau_b \leq \overline{\tau_b} = 0,2 \times f_{c28} \quad \text{Avec : } \tau_b = \frac{1,4 \times T}{b_0 \times d}$$

$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$; $\overline{\tau_b} = 0,2f_{c28} = 0,2 \times 30 = 6 \text{ MPa}$.

V : L'effort tranchant maximum du voile pour chaque étage.

b_0 : L'épaisseur du voile.

d : Hauteur utile $d = 0,9 h$

h : Hauteur totale de la section brute.

Tab V.19 : Vérification des voiles au cisaillement

Voile	V_{\max} (KN)	τ_b (MPa)	$\overline{\tau_b}$ (MPa)	OBS
V1	1147,5493	2,424	6	C.V
V2	1033,4573	1,558	6	C.V
V3	1181,5993	2,501	6	C.V

D'après le tableau on remarque que la condition est vérifiée dans tous les niveaux.

V.4.8. Calcule de ferrailage :

- Exemple de calcul :

On va prendre comme exemple le voile V1 du RDC.

V.4.8.1 Déterminations des sollicitations :

Les sollicitations obtenues par le logiciel ETABS 2016 :

Tab V.20 : Sollicitations dans les voiles

ELU			
Voile	V1	V2	V3
M_{\max} (KN.m)	47,8034	97,0886	72,789
N_{cor} (KN)	-1438,6215	-2311,7529	-2722,4950
G + Q ± E(x ; y)			
Voile	V1	V2	V3
M_{\max} (KN.m)	1026,7128	1402,5405	570,5846
N_{cor} (KN)	-789,2054	-3029,1846	-393,9215

0,8G ± E(x ; y)			
Voile	V1	V2	V3
M_{max} (KN.m)	1017,0172	1391,0629	568,3957
N_{cor} (KN)	-357,3815	-2633,2503	-55,4596

V.4.8.2. Armatures horizontales :

Méthode de calcul des armatures horizontales :

D'après le (CBA93) :

$$A_h = \frac{e \times \gamma_s \times s_t \times (\tau_b - 0,3 \times k \times f_{tj})}{0,9 \times f_e \times (\cos(\alpha) + \sin(\alpha))}$$

Avec :

(K = 0) Cas de reprise de bétonnage n'ayant pas reçu le traitement ci-après.

($\gamma_s = 1,15$ Cas général) ; ($f_e = 500$ MPa) ; ($\alpha = 90^\circ$ Armatures droites).

- V1 du RDC :

$$A_h \geq \frac{20 \times 1,15 \times 20 \times (2,424 - 0,3 \times 0 \times 2,4)}{0,9 \times 500 \times (1)} = 2,32 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Selon RPA 99 v2003), on prend le même ferrailage que les armatures verticales

$$A_{h(\text{min-RPA})} = 0,15\% \times 20 \times 150 = 4,5 \text{ cm}^2/\text{ml.}$$

Les ferrailages les plus défavorables de tous les voiles et les vérifications sont résumés dans les tableaux suivants :

Tab V.21 : Résultat de ferrailage horizontale

Voiles	V 1	V2	V3
h (m)	3,68	3,68	3,68
d (m)	1,50	1,50	2,00
e (m)	0,20	0,20	0,20
τ (MPa)	2,424	2,501	1,558
S_t(cm)	20	20	20
A_{hcal}(cm²/ml)	2,48	2,56	1,59
A_{min}(cm²/ml)	4,5	4,5	4,8
A_h(cm²/ml)	4,5	4,5	4,8
Choix (ml)	5T12	5T12	5T12

V.4.8.3. Armatures verticales :

On a :

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I}$$

D'où :

$$V = \frac{L}{2} = \frac{1,5}{2} = 0,75 \text{ m}$$

$$I = \frac{e \times L^3}{12} = \frac{0,20 \times 1,5^3}{12} = 0,05625 \text{ m}^4$$

$$A = e \times L = 0,20 \times 1,50 = 0,3 \text{ m}^2$$

$$\sigma_1 = \frac{789,2054}{0,3} + \frac{1026,7128 \times 0,75}{0,05625} = 16,32 \text{ MPa} > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{789,2054}{0,3} - \frac{1026,7128 \times 0,75}{0,05625} = -11,059 \text{ MPa} < 0$$

Donc la section est partiellement comprimée (SPC).

$$\sigma_2 = -11,059$$

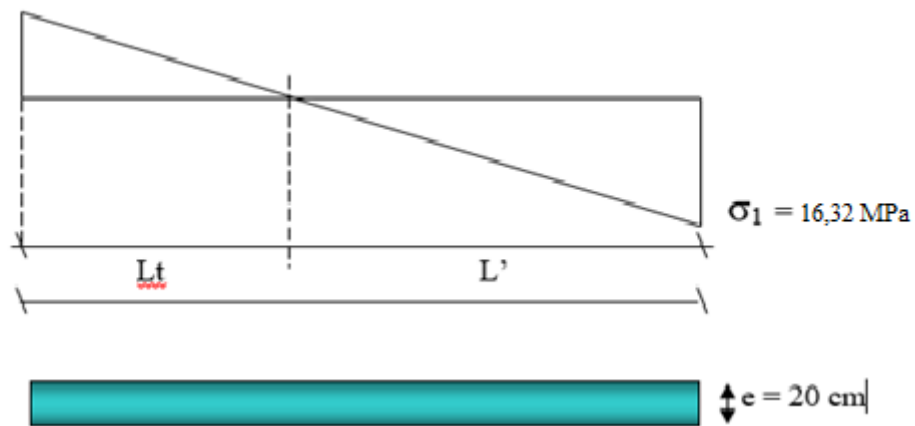


Fig V.6 : Les contraintes sur le voile

- **Calcul de \$L'\$:**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_1 + \sigma_2} \right) = 1,5 \times \left(\frac{11,059}{11,059 + 16,32} \right) = 0,607 \text{ m}$$

$$L' = L - L_t = 1,5 - 0,606 = 0,894 \text{ m}$$

$$d_1 \leq \min(h_e/2 ; (2/3) \times L') = \min(3/2 ; (2/3) \times 0,894) = 0,596 \text{ m}$$

\$d_1 < L_t\$ donc \$d\$ dans la zone tendue alors \$\sigma_2' \neq 0\$

$$d_2 = L_t - d_1 = 0,606 - 0,596 = 0,01 \text{ m}$$

$$\sigma_2' = \frac{\sigma_2}{L_t} \times (d_2) = \frac{11,059}{0,606} \times (0,1) = 0,182 \text{ MPa}$$

$$A' = 0,2 \times 0,01 = 0,002 \text{ m}^2$$

D'ou :

$$N_1 = A' \times (\sigma_2 + \sigma_2') / 2 \Rightarrow N_1 = -11241 \text{ KN}$$

$$N_2 = A' \times (\sigma_2' + 0) / 2 \Rightarrow N_2 = -182 \text{ KN}$$

Avec :

$$AS = \frac{N}{f_e}$$

$$AS_1 = \frac{N}{f_e} = \frac{11241}{500} = 22,48 \text{ cm}^2$$

$$AS_2 = \frac{N}{f_e} = \frac{182}{500} = 0,364 \text{ cm}^2$$

$$AS = AS_1 + AS_2 = 22,484 \text{ cm}^2$$

$$AS / \text{ml/nappe} = 22,484 / (2 \times 0,606) = 18,55 \text{ cm}^2$$

- **Armatures minimales de RPA99 v2003 :**

D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) :

$$A_{RPA} = 0,20\% \text{ e } L_t$$

e : épaisseur du voile

L_t : longueur de la section tendue

$$A_{RPA} = 0,20\% \times 20 \times 60,6 = 2,424 \text{ cm}^2$$

$$A_{RPA} / \text{ml/nappe} = 2,48 / (2 \times 0,606) = 2 \text{ cm}^2 / \text{ml/nappe}.$$

- **Le pourcentage minimal :**

$$A_{\min} = 0,15\% \times e \times L = 0,15\% \times 2 \times 1500 = 4,5 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} / \text{ml/nappe} = 4,5 / (2 \times 1,5) = 1,5 \text{ cm}^2 / \text{ml/nappe}.$$

$$\text{Donc : } A_{SV} = \max (A_S ; A_{\min} ; A_{RPA}) = 18,55 \text{ cm}^2.$$

Le ferrailage sera fait pour la moitié de voile à cause de la symétrie :

$$A_S = 2 \times 18,55 \times (1,5/2) = 27,825 \text{ cm}^2.$$

- **Espacement :**

En zone courante : $S_t \leq \min(1,5e, 30) = 30$ cm.

Soit : $S_t = 15,5$ cm.

En zone d'about : $S_{ta} = S_t/2 = 7,75$ cm.

Tab V.22 : Résultat de ferrailage verticale

VOILE	V1	V2	V3
Largeur e (cm)	20	20	20
Longueur L (m)	1,50	1,50	2,00
σ_1	16,32	28,798	9,428
σ_2	-11,059	-8,603	-6,802
Section	SPC	SPC	SPC
L_t (m)	0,606	0,345	0,671
L_c (m)	0,894	1,155	0,929
d_1 (m)	0,596	0,770	0,619
d_2 (m)	0,01	0	0,052
σ_2'	0,182	0	0
N_1 (KN)	-11241	-8744,58	-6913,94
N_2 (KN)	-182	0	-946,4
A_{S1} (cm²)	22,484	17,49	13,828
A_{S2} (cm²)	0,364	0	1,893
$A_{s1+A's2}$ (cm²)	22,15	11,36	15,72
A_s cal (cm²/ml /face)	18,55	7,46	12,70
A_s RPA (cm²/ml /face)	2	2	2
A_s min (cm²/ml /face)	1,5	1,5	1,6
A_s (cm²/face)	26,79	17,04	20,32
Choix (face)	9T20	9T16	7T20
st courante cm	15,5	15,5	22,5
st nodal cm	7,75	7,75	11,25

➤ **Schémas de ferrailage :**

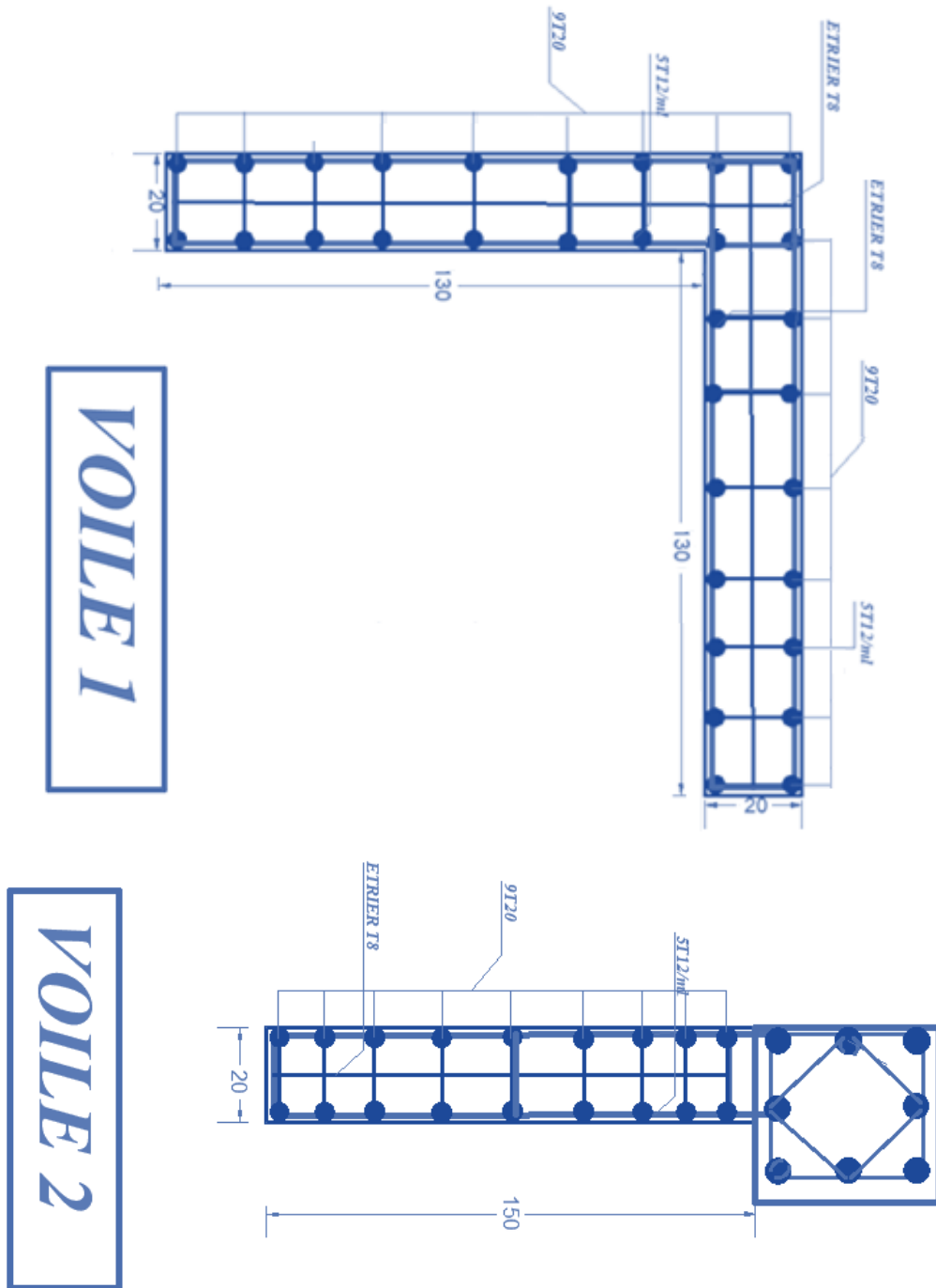


Fig V.7 : Les schémas de ferrailage de voile (V1 et V2)

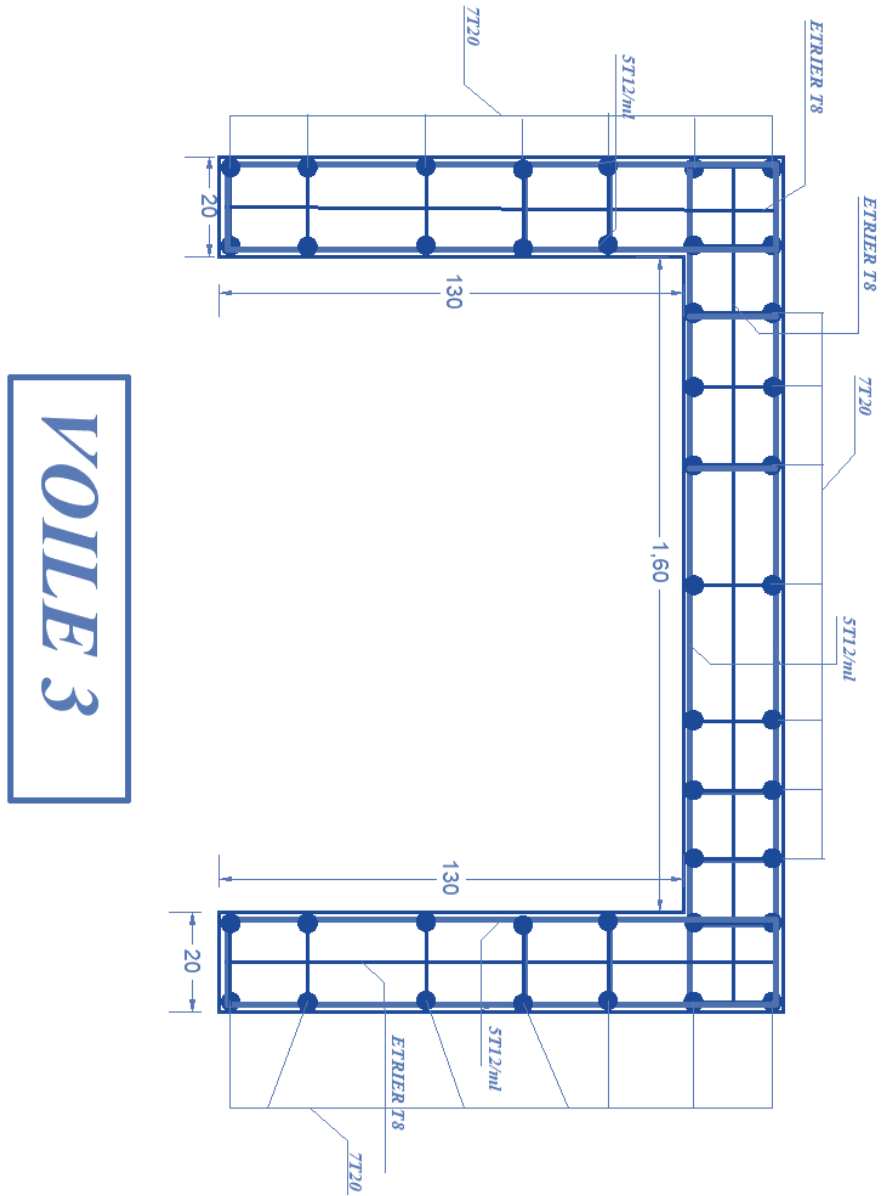


Fig V.8 : Les schémas de ferrailage de voile (V3)

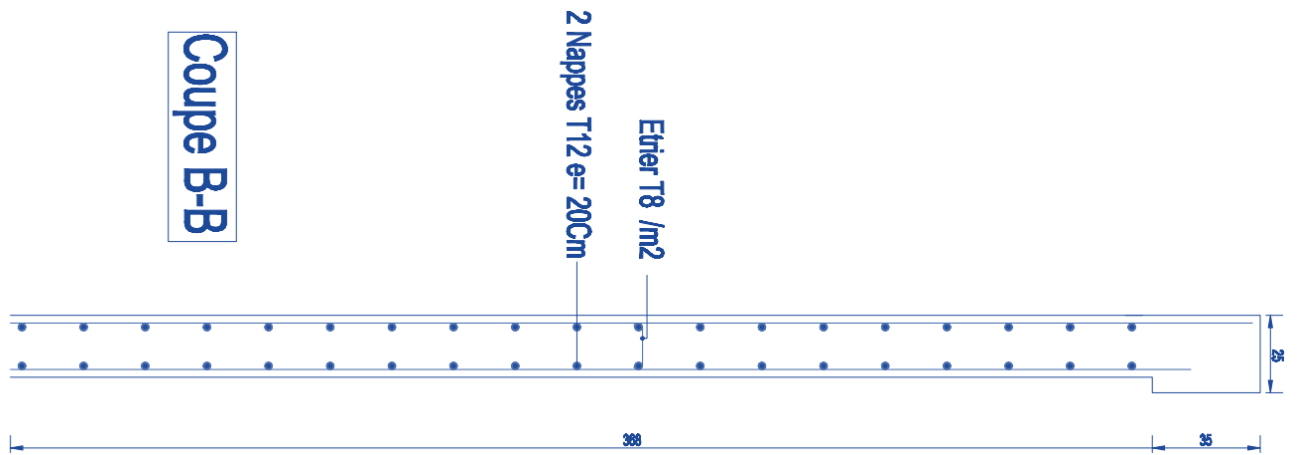


Fig V.9 : Les schémas de ferrailage horizontal des voiles (V1/V2/V3)

CHPITRE VI :

Etude des fondations

VI.1. Introduction :

On appelle fondation la partie inférieure d'un ouvrage reposant sur un terrain d'assise auquel sont transmises toutes les charges supportées par l'ouvrage, soit directement (cas des semelles reposant sur le sol ou cas des radiers) soit par l'intermédiaire d'autres organes (cas des semelles sur pieux par exemple).

Donc elles constituent la partie essentielle de l'ouvrage.

Il existe plusieurs types des fondations :

Fondation superficielle :

Semelle isolée

Semelle filante

Radier général

Fondation profonde (semelle sous pieux)

VI.2. Fonctions assurées par les fondations :

La fondation est un élément de structure qui a pour objet de transmettre au sol les efforts apportés par la structure.

Dans le cas le plus général, un élément déterminé de la structure peut transmettre à sa fondation :

Un effort normal : charge verticale centrée dont il convient de connaître les valeurs extrêmes.

Une force horizontale résultant, par exemple, de l'action du vent ou du séisme, qui peut être variable en grandeur et en direction.

Un moment qui peut être de grandeur variable et s'exercer dans des plans différents.

Compte tenu de ces sollicitations, la conception générale des fondations doit assurer la cohérence du projet vis-à-vis du site, du sol, de l'ouvrage et interaction sol structure.

VI.3. Classification des fondations :

Fondé un ouvrage consiste essentiellement à répartir les charges qu'ils supportent sur le sol ou dans le sol suivant l'importance des charges, surcharges et la résistance du terrain.

À savoir :

a- Lorsque les couches de terrain capables de supporter l'ouvrage sont à une faible profondeur on réalise les fondations superficielles (semelles isolées, filantes et radier général).

b- Lorsque les couches de terrain capable de supporter l'ouvrage sont à une grande profondeur on réalise les fondations profondes et semi profondes (puits et pieux).

VI.4. Choix de type de fondation :

Le choix de type de fondation se fait suivant trois paramètres.

La nature et le poids de la superstructure.

La qualité et la quantité des charges appliquées sur la construction.

La qualité du sol de fondation.

D'après les caractéristiques du sol (une contrainte moyenne admissible = 1,40 bars)

Sur lequel est implanté notre ouvrage et la proximité du bon sol par rapport à la surface, nous avons conduit dans un premier temps à considérer les semelles isolées comme solution.

VI.5. Calcul des fondations :

On suppose que l'effort normal provenant de la superstructure vers les fondations est appliqué au centre de gravité (C.D.G) des fondations.

On doit vérifier la condition suivante : $\frac{N_{ser}}{S_{nec}} \leq \sigma_{sol} \Rightarrow S_{nec} \geq \frac{N_{ser}}{\sigma_{sol}}$

Avec :

σ_{sol} : Contrainte du sol $\sigma_{sol} = 1.4$ bar.

S_{nec} : Surface de la fondation.

N_{ser} : Effort normal appliqué sur la fondation.

VI.6. Choix de type de semelle :

VI.6.1. Semelles isolées :

Pour le pré dimensionnement, il faut considérer uniquement l'effort normal **N** qui est obtenu à la base des poteaux.

($N_s = 1214$ KN) Dans le poteau le plus sollicitée.

$$\overline{\sigma}_{sol} = 1.4 \text{ bar} = 140 \text{ KN/m}^2$$

Homothétie des dimensions :

$$B \geq \sqrt{\frac{a}{b}} \cdot \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Pour une section carrée : $a = b$ et $\frac{a}{b} = 1$

$$B \geq \sqrt{1. \frac{1214 \times 10}{140}}$$

$$B \geq 9.31 \text{ m}$$

Donc (A*B) : la section de la semelle on suppose que la semelle est carrée.

ACC :

$$B \geq \sqrt{1. \frac{1218.72 \times 10}{140}}$$

$$B \geq 9.33 \text{ m} \quad \text{non vérifiée}$$

Remarque :

On constate qu'il ya un chevauchement entre les semelles ; donc on va essayer avec filante.

VI.6.2. Semelles filante :

La surface des semelles filantes (S_s) doit être inférieure à 50% de la surface totale du bâtiment.

$$S_i = \frac{S_s}{S_b} < 50\%$$

L'effort normal supporté par la semelle filante est la somme des efforts normaux de tous les poteaux qui se trouve dans la même ligne.

On doit vérifier que :

$$\sigma_{sol} \geq \frac{N}{S}$$

Tel que : $N = \sum N_i$ de chaque fil de poteaux et voiles :

$$S = B * L$$

B : Largeur de la semelle

L : longueur de la file considérée.

Donc :

❖ **AL'ELS :**

1. Selon Y :

Tab VI.1 : Les surfaces revenant aux semelles filantes pour l'axe Y-Y à l'ELS

Fil	N (KN)	L (m)	Sol	B (m)
A	2399,03	17.6	140	1.15
B	2587,86	17.6	140	1.24
C	3456,04	17.6	140	1.66
D	2748,54	17.6	140	1.32
E	2383,45	13.2	140	1.53
F	1695,70	8.80	140	1.63
G	1727,41	8.8	140	1.66
H	1748,48	8.80	140	1.68
I	2493,94	13.2	140	1.61
J	2699,85	17.60	140	1.30
K	3375,22	17.60	140	1.62
L	2512,62	17.60	140	1.21
M	2475,51	17.60	140	1.20

$$N = \sum N_i \Rightarrow N = 32303,64 \text{ KN}$$

$$S_s = \frac{N}{\sigma_{sol}} = \frac{32303,64}{140}$$

$$S_s = 230,74$$

$$S_s = \frac{S_s}{S_b} = \frac{230,74}{922,08} = 0,25 = 25\% < 50\%$$

Conclusion :

La surface totale des semelles ne dépasse pas 50% de la surface d'emprise du bâtiment ; mais pour simplifier les travaux et éviter les calculs de remblai et de déblai, nous avons décidé d'utiliser un radier général. Ce mode de fondation dont la modalité d'exécution du coffrage et du ferrailage est facile à réaliser.

VI.6.3 Radier générale :

Un radier défini comme étant une fondation travaillant comme un plancher renversé, dont les appuis sont constitués par les poteaux de l'ossature et qui est soumis à la réaction du sol diminué de son poids propre.

Le radier est :

- Rigide dans son plan horizontal.
- Permet une meilleure répartition de la charge sur le sol.
- Facilité de coffrage et le ferrailage
- Rapidité d'exécution.

A. Pré dimensionnement du radier :

Selon les conditions d'épaisseur minimale : la hauteur du radier doit avoir au moins

$$h_{\min} \geq 25 \text{ cm}$$

- **Selon la condition forfaitaire :** $\frac{l_{max}}{8} \leq h \leq \frac{l_{max}}{5}$

$$\frac{440}{8} \leq h \leq \frac{440}{5}$$

$$62,5 \text{ cm} \leq h \leq 100 \text{ cm}$$

- **La dalle du radier :** la dalle du radier doit satisfaire à la condition suivante :

$$hd \geq \frac{l_{max}}{20}$$

$$hd \geq \frac{440}{20} = 22 \text{ cm}$$

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

- **La nervure :** la nervure du radier doit avoir une hauteur

$$hn \geq \frac{l_{max}}{10}$$

$$hn \geq \frac{440}{10} = 44 \text{ cm}$$

On prend : $hn = 60 \text{ cm}$

- **Condition de longueur d'élasticité :**

$$L_e = \sqrt[4]{\frac{4EI}{Kb}} \geq \frac{2}{\pi} L_{max}$$

Le calcul est effectué en supposant une répartition uniforme des contraintes sur le sol, le radier est rigide s'il vérifie :

$$L_{max} \leq \frac{\pi}{2} L_e \text{ Ce qui nous conduit à } h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} L_{max}\right)^4 \times \frac{3K}{E}}$$

Avec :

L_e : Largeur du radier présentant une bande de 1m.

K : Module de raideur de sol, rapporté à l'unité de surface **K = 40 MPa** pour un sol moyen.

I : L'inertie de la section du radier (bande de 1m) ;

E : Module de déformation longitudinale déferée **E = 11496,76 MPa**

L_{max} : Distance maximale entre deux voiles successifs ou poteaux.

$$h \geq \sqrt[3]{\left(\frac{2}{\pi} \cdot 4,40\right)^4 \cdot 3 \times 40 / 11496,76} = 72,936 \text{ cm}$$

On adopte pour : **h = 75 cm**

▪ **La largeur de la nervure :**

$$0.4h_n \leq b_n \leq 0.7h_n$$

$$0.4 \times 75 \leq b_n \leq 0.7 \times 75$$

$$40 \text{ cm} \leq b_n \leq 52.5 \text{ cm}$$

On prend : **b_n = 60 cm**

Conclusion :

D'après les calculs précédents on adopte le dimensionnement suivant :

Hauteur de la dalle : **h_d = 40 cm**

Largeur de la nervure : **b_n = 60 cm**

Hauteur de la nervure : **h_n = 75 cm**

B. Détermination des efforts :

1) La charge à la superstructure :

La charge permanent totale à la base : **G = 28799,88 KN**

La charge d'exploitation totale à la base : **Q = 4254,72 KN**

2) Combinaison d'action :

$$\text{A l'ELU : } N_u = 1.35G + 1.5Q = 45261.92 \text{ KN}$$

$$\text{A l'ELS : } N_{ser} = G + Q = 33054.6 \text{ KN}$$

3) Détermination de la surface du radier :

A l'ELS :

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{N_{\text{ser}}}{\sigma_{\text{sol}}}$$

$$S_{\text{radier}} \geq \frac{33054.6}{140} = 236.10 \text{ m}^2$$

$$\text{D'où : } S_{\text{radier}} = 236.10 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 45.2 \times 20.40 = 922.08 \text{ m}^2$$

$$S_{\text{bâtiment}} = 922.08 \text{ m}^2 > S_{\text{radier}} = 274.421 \text{ m}^2$$

Remarque :

On remarque que la surface totale du bâtiment est supérieure à la surface nécessaire du radier, dans ce cas on opte juste pour un débord minimal que nous imposent les règles de BAEL, et il sera calculé comme suit :

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{h_n}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$L_{\text{déb}} \geq \max\left(\frac{75}{2}; 30 \text{ cm}\right)$$

$$\text{Soit un débord de : } L_{\text{débordement}} = 40 \text{ cm}$$

Donc on aura une surface totale du radier :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$\text{Avec : } S_{\text{déb}} = (45.2 + 20.40) \times 2 \times 0.4$$

$$S_{\text{déb}} = 52.48 \text{ m}^2$$

Donc :

$$S_{\text{radier}} = S_{\text{bat}} + S_{\text{déb}}$$

$$S_{\text{radier}} = 922.08 + 52.48$$

$$S_{\text{radier}} = 974.56 \text{ m}^2$$

La contrainte de bâtiment doit être inférieure ou égale à la contrainte admissible du sol.

$$\sigma_{sol} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = \frac{33054.6}{974.56} = 33.92 \text{KN}$$

$$\sigma_{bat} = 56.31 \leq \sigma_{sol} = 200 \text{KN}$$

C. Caractéristiques géométriques du radier :

1. Position du centre de gravité :

$$X_G = 22.45 \text{ m}$$

$$Y_G = 9.92 \text{ m}$$

2. Moment d'inertie :

$$I_{XX} = \frac{20.40 \times 45.2^3}{12} = 156987.19 \text{ m}^4$$

$$I_{YY} = \frac{45.2 \times 20.40^3}{12} = 31977.73 \text{ m}^4$$

Vérification de la stabilité du radier :

Il est très important d'assurer la stabilité au renversement de cet ouvrage qui est due aux efforts horizontaux.

Il faut vérifier le rapport :

$$\frac{M_s}{M_R} > 1,5$$

Avec :

Ms : Moment stabilisateur sous l'effet du poids propre.

MR : Moment de renversement du aux forces sismiques.

Calcul des contraintes :

$$\sigma_{sol} = 140 \text{ KN}$$

Les contraintes du sol sont données par :

Sollicitation du premier genre à L'ELS :

$$\sigma_{ser} = \frac{N_{ser}}{S_{rad}} = 33.92 \text{ KN}$$

1) Sollicitation du second genre :

On doit vérifier les contraintes sous le radier (σ_1 ; σ_2) :

$$\sigma_1 \text{ et } \sigma_2 : \quad \sigma_1 = \frac{N}{S_{rad}} + \frac{Mv}{I}$$
$$\sigma_2 = \frac{N}{S_{rad}} - \frac{Mv}{I}$$

❖ **A L'ELU :** $N_u = 66092.52 \text{ KN}$

Sens X :

Avec :

$N_u : 75419.32$

M : Moment de renversement.

$M : 259987.07$

$I : 128374.96$

$S_{rad} = 974.56$

$\sigma_1 = 79.04 \text{ MPa}$

$\sigma_2 = 75.73 \text{ MPa}$

Sens Y :

Avec :

$N_u : 75419.32.$

$M : 240299.77$

$I : 31977.73$

$\sigma_1 = 244.21 \text{ MPa}$

$\sigma_2 = -89.43 \text{ MPa}$

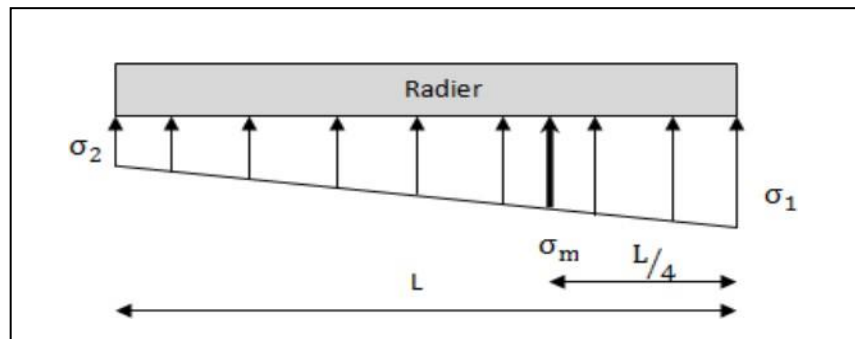


Fig VI.1 : Contrainte sous le radier

On vérifier que :

σ_1 : Ne doit pas dépasser $1.5 \sigma_{sol}$.

σ_2 : Reste toujours positif pour éviter les tractions sous le radier.

$$\sigma\left(\frac{L}{4}\right) = \frac{3\sigma_1 + \sigma_2}{4}$$

Tab VI.2 : Contraintes sous le radier à L'ELU

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)
Sens x-x	79.04MPa	75.73 MPa	78.21 MPa
Sens y-y	244.21 MPa	-89.43MPa	160.8 MPa

Tab VI.3 : Contraintes sous le radier à L'ELS

	σ_1 (KN/m ²)	σ_2 (KN/m ²)	$\sigma\left(\frac{L}{4}\right)$ (KN/m ²)
Sens x-x	71.50MPa	41.13MPa	64.52
Sens y-y	223.14MPa	-110.5MPa	139.73

Détermination des sollicitations les plus défavorables :

Le radier se calcul sous l'effet des sollicitations suivante :

ELU: $\sigma_u^m=160.8$ (KN/m²)

ELS: $\sigma_{ser}^m=139.73$ (KN/m²)

D. Ferraillage du radier :

Le radier fonctionne comme un plancher renversé dont les appuis sont constitués par les poteaux et les poutres qui sont soumises à une pression uniforme provenant du poids propre de l'ouvrage et des surcharges.

La table du radier est considérée comme une dalle pleine d'épaisseur de 40cm.

Les nervures sont considérées comme des poutres de 75 cm de hauteur.

Le calcul du radier sera effectué pour le panneau de rive le plus défavorable et le panneau central le plus défavorable.

a- Ferraillage de la table du Radier :

1. Détermination des efforts :

1^{er} cas :

$0 \leq \alpha \leq 0.4 \Rightarrow$ La dalle travaille dans un seul sens

Avec : $\alpha = \frac{Lx}{Ly}$

$$M_x = \frac{q.Lx}{8}$$

$$M_y = 0$$

2^{eme} cas :

$0.4 \leq \alpha \leq 1 \Rightarrow$ La dalle travaille dans les deux sens ;et les moments au centre de la dalle,pour une largeur unitaire,sont définis comme suit :

$$M_x = \mu_x qL^2 \dots\dots\dots \text{sens de la petite portée.}$$

$$M_y = \mu_y M_x \dots\dots\dots \text{sens de la grand portée.}$$

Pour le calcul, on suppose que les panneaux soient encastrés aux niveaux des appuis, d'où on déduit les moments en travée et les moments sur appuis.

2. Panneau de rive :

Moment en travée :

$$M_{tx} = 0.85M_x$$

$$M_{ty} = 0.85M_y$$

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.3M_x \text{ (appui de rive)}$$

$$M_{ax} = M_{ay} = 0.5M_x \text{ (autre appui)}$$

3. Panneau intermédiaire :

Moment en travée :

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

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

Moment sur appuis :

$$M_{ax} = M_{ay} = 0,5M_x$$

Valeur de la pression sous radier :

$$\text{ELU : } Q_u = \sigma_u^m \cdot 1\text{m} = 247.21 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

$$\text{ELS : } Q_{\text{ser}} = \sigma_{\text{ser}}^m \cdot 1\text{m} = 217.02 \text{ (KN/m}^2\text{)}$$

2. Calcul du moment :

Dans le sens de la petite portée : $M_x = \mu_x qL^2$

Dans le sens de la grande portée : $M_y = \mu_y M_x$

μ_x et μ_y sont donnés par l'abaque de calcul des dalles rectangulaires "BAEL91 modifié 99 "

Moment en travée et sur appuis à l'ELU :

On prend le panneau central le plus sollicité avec $L_x = 3.10 \text{ m}$, $L_y = 4.40\text{m}$.

$$\alpha = \frac{L_x}{L_y} = \frac{3.10}{4.40} = 0.70$$

$$\mu_x = 0.0684 \quad \Rightarrow \quad \mu_y = 0.4320$$

3. Moment en travée et sur appuis à l'ELS :

$$\mu_x = 0.0743 \quad \Rightarrow \quad \mu_y = 0.5817$$

Les résultats des moments sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab VI.4 : Calcul des moments à l'ELU

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	M_y	q_u (kn/m)	M_x (kn.m)	M_{tx} (kn.m)	M_y (kn.m)	M_{ty} (kn.m)	M_a (kn.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (kn.m)
3.1	4.4	0.82	0.0684	0.4320	77.38	50.86	38.14	21.79	16.47	25.43	15.25

Tab VI.5 : Calcul des moments à l'ELS

L_x (m)	L_y (m)	L_x/L_y	μ_x	M_y	q_u (kn/m)	M_x (kn.m)	M_{tx} (kn.m)	M_y (kn.m)	M_{ty} (kn.m)	M_a (kn.m)	$M_{a \text{ rive}}$ (kn.m)
3.1	4.4	0.7	0.0743	0.5817	66.04	47.15	35.36	27.42	20.57	23.57	14.14

4. Calcul de 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.

Les résultats sont regroupés dans le tableau suivant :

Tab VI.6 : Ferrailage des panneaux du radier

	Sens	Mu (KN.m)	As ^{cal} (cm ²)	Choix	As ^{adp} (cm ²)	St(cm)
Travée	x-x	38.14	1.62	7T16	14.07	15
	y-y	16.47	0.71	7T16	14.07	15
Appui	x-x	25.43	1.085	7T16	14.07	15

- **Espacement :**

$$Esp \leq \text{Min}..(3h;33\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}..(120\text{cm};,33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

- **En travée :**

-Sens x-x :

On adopte St= 15 cm.

- Sens y-y :

$$Esp \leq \text{Min}(4h;40\text{cm}) \Rightarrow S_t \leq \text{Min}(160\text{cm};,40\text{cm}) = 40 \text{ cm}$$

On prend St= 15 cm.

- **Aux Appuis :**

On prend St=15 cm.

- ❖ **Vérifications nécessaires :**

- **Condition de non-fragilité :**

$$A_{S_{\min}} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e}$$

$$A_{S_{\min}} = 3.26 \text{ cm}$$

Tab VI.7 Vérification de condition de fragilité

	Sens	As ^{adp} (cm ²)	As ^{min} (cm ²)	Vérifications
Travée	x-x	14.07	3.26	Oui
	y-y	14.07	3.26	Oui
Appui	x-x	14.07	3.26	Oui

Vérification des contraintes à l'ELS :

Tab VI.8 : Vérification des contraintes (radier)

	Sens	Mser (KN.m)	As (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	σbc (MPa)	σbc (MPa)	Vérif
Travée	x-x	38.14	14.07	14.90	694189.66	0.73	15	Oui
	y-y	16.47	14.07	14.90	694189.66	0.35	15	Oui
Appui	x-x	25.43	14.07	14.90	694189.66	0.54	15	Oui

Vérification de la contrainte tangentielle du béton :

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28}; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

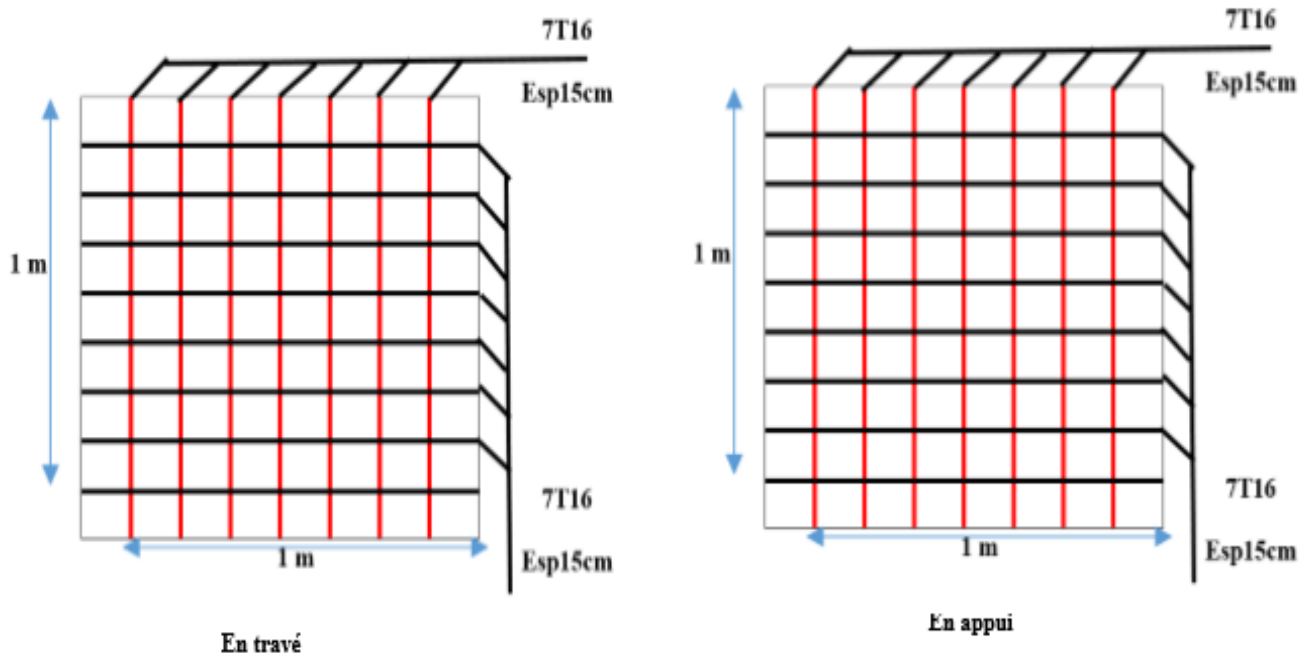
Avec :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b d}$$

$$T_u = \frac{q l}{2} = \frac{77.38 \times 3.1}{2} = 119.93\text{KN}$$

$$r_u = 0.17 < \bar{r}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \text{CV}$$

Fig VI.2 : Ferrailage de la dalle du radier



E. Ferraillage des nervures :

Calcul des efforts :

Pour le calcul des efforts, on utilise la méthode forfaitaire « **BAEL91 modifier 99** ».

On à : $M_0 = \frac{qL^2}{8}$

En travée : $M_t = 0.85M_0$

En appui : $M_a = 0.50M_0$

Calcul des armatures :

Sens porteur (x-x) : L= 3.1 m ; q = 77.38 KN/ml ; b= 60 cm ; h= 75 cm ; d= 67.5 cm

Tab VI.9 : Ferraillage des nervures (sens x-x)

	Mu (KN.m)	As^{cal} (cm²)	Choix	As^{adp} (cm²)
Travée	79	3.83	7T20	21.99
Appuis	12.71	11.51	7T16	14.07

Sens porteur (y-y) :

L = 4.4 m ; q = 247.21 KN/ml ; b = 60 cm ; h = 75 cm ; d = 67.5 cm.

Tab VI.10 : Ferraillage des nervures (sens y-y)

	Mu (KN.m)	As^{cal} (cm²)	Choix	As^{adp} (cm²)
Travée	159.17	6.87	8T20+6T16	37.19
Appuis	92.62	3.56	7T20	21.99

❖ **Vérifications nécessaires :**

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{smin} = 0.23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 5.54 \text{ cm}^2$$

Tab VI.11 : Vérification de la condition de non fragilité

		$A_s^{adp} \text{ (cm}^2\text{)}$	$A_{s \text{ min}}$	Vérification
Sens X	Travée	21.99	5.54	Oui
	Appuis	14.07	5.54	Oui
Sens Y	Travée	37.19	5.54	Oui
	Appuis	21.99	5.54	Oui

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle du béton :**

On doit vérifier que : $\tau_u < \bar{\tau}_u = \text{Min}(0,1 f_{c28} ; 4\text{MPa}) = 2,5\text{MPa}$

Sens longitudinal :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T_u = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{79 \times 3.1}{2} = 122.45 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{122.45 \times 10^3}{600 \times 675} = 0.031$$

$$r_u = 0.031 < \bar{r}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V}$$

Sens transversal :

$$\tau_u = \frac{T_u}{b \cdot d}$$

$$T_u = \frac{q \cdot l}{2} = \frac{247.21 \times 5}{2} = 173.8 \text{KN}$$

$$\tau_u = \frac{173.8 \times 10^3}{600 \times 675} = 0.43$$

$$r_u = 0.43 < \bar{r}_u = 2,5 \text{MPa} \dots\dots\dots \text{C.V.}$$

Armatures transversales :

BAEL 91 modifié 99 :

$$\frac{A_t}{b_0 \cdot S_t} \geq \frac{\tau_u - 0.3 f_{tj} \cdot k}{0.8 f_e}$$

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

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

Avec :

$K = 1$ pas de prise de bétonnage.

RPA99 Version 2003 :

$$\frac{A_t}{S_t} > 0.003b_0$$

$$S_t \leq \min\left(\frac{h}{4}; 12\phi_l\right) = 25 \text{ cm.}$$

Zone nodale :

$$\phi_l \leq \text{Min}\left(\frac{h}{35}; \phi_l; \frac{b}{10}\right)$$

Zone courante :

$$S_t \leq \frac{h}{2} = 45 \text{ cm.}$$

Avec :

$f_e = 500 \text{ MPa}$; $\tau_u = 1,52 \text{ MPa}$; $f_{t28} = 2,4 \text{ MPa}$; $b = 60 \text{ cm}$; $d = 67.5 \text{ cm}$. On trouve :

$$A_t \geq 3.75 \text{ cm}^2$$

$S_t = 25 \text{ cm}$ Zone nodale.

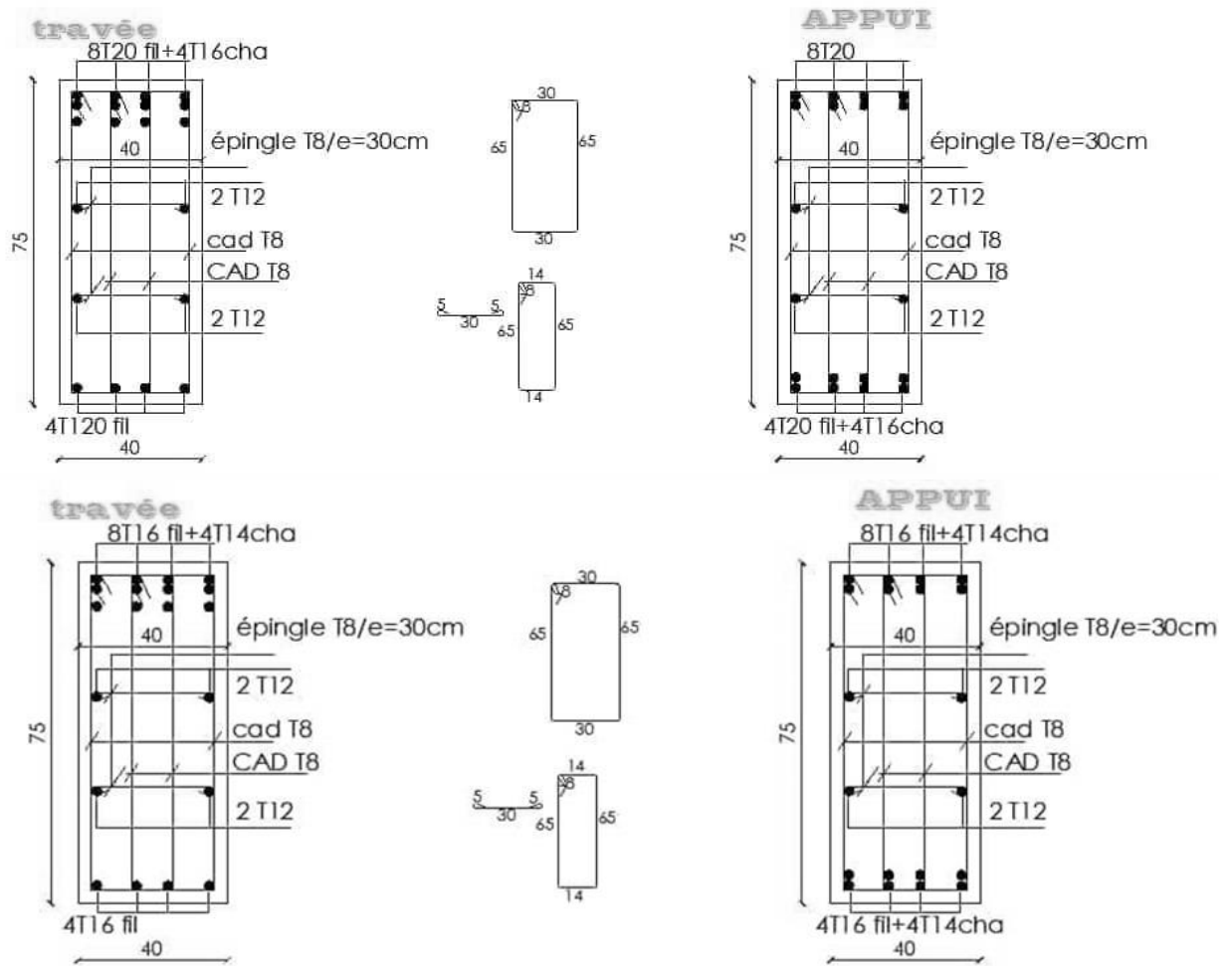
$S_t = 45 \text{ cm}$ Zone courante.

On prend : $8T8 = 4.02 \text{ cm}^2$.

Tab VI.12 : Choix d'espacement

Nervure sens	Section (cm ²)	Zone	St RPA99 (cm)	St BAEL91 (cm)
x-x	60 × 75	Courante	45	40
		Nodale	25	
y-y	60 × 75	Courante	45	40
		Nodale	25	

Fig VI.3 : Ferrailage des nervures



CONCLUSION GENERALE :

Au terme de notre mémoire de fin d'étude nous tenons à indiquer que ce modeste travail, nous a beaucoup aidé de mettre en pratique toutes nos connaissances acquises durant notre cycle, d'améliorer nos connaissances en se basant sur les documents techniques et même d'application des règlements et des certaines méthodes.

De ce fait, il constitue la première expérience dans notre métier à savoir l'apprentissage des différents règlements à suivre et à respecter. Lors de cette étude, nous avons tenté d'utiliser des logiciels techniques, afin d'automatiser au maximum les étapes de calcul et de consacrer plus de temps à la réflexion. Les calculs ne nous permettent pas de résoudre tous les problèmes auxquels nous avons été confrontés, il a fallu faire appel à notre bon sens et à la logique pour aboutir à des dispositions des éléments structuraux qui relèvent plus du bon sens de l'ingénieur.

Enfin, nous espérons avoir atteint nos objectifs et nous permettra d'exploiter ces connaissances dans la vie pratique.

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES :

[1] [C.B.A.93] MINESTER DE L'HABITAT, Règles de conception et de calcul des Structures en béton armé, 1993.

[2] [BAEL, 91] Jean-Pierre Mougín, Béton Armé aux Etats Limites 91 modifié 99, deuxième. Édition Eyrolles 2000.

[3] [D.T.R. B.C. 2.2] MINISTERE DE L'URBANISME ET DE LA CONSTRUCTION, Charges permanentes et charges d'exploitation.

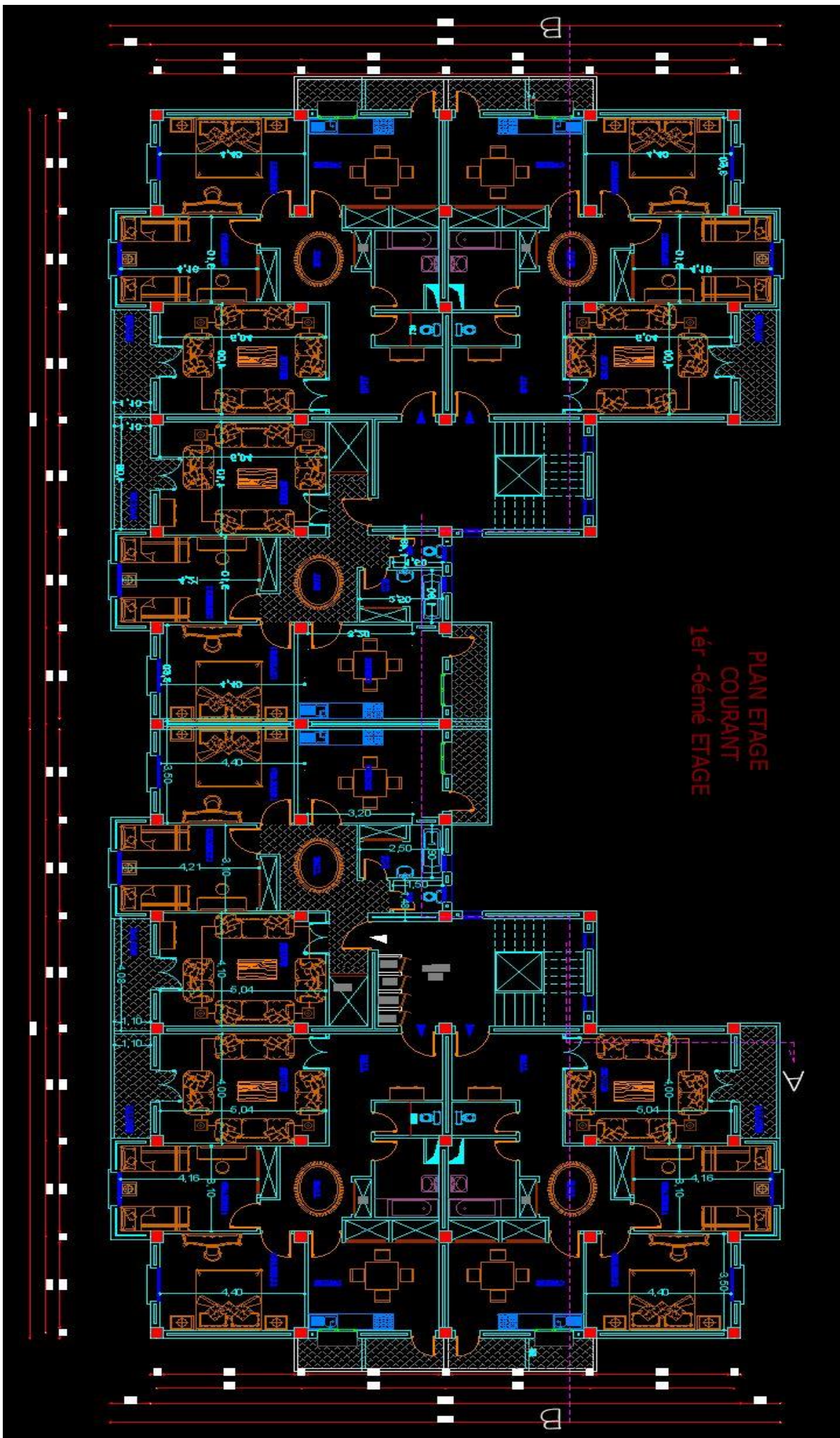
[4] [R.P.A.99/VERSION2003] MINISTER DE L'HABITATION ET DE L'URBANISME, Règles Parasismique Algérienne, version 2003.

[5] [PRATIQUE DU BAEL 91] Jean Percha, Jean Roux, Cours avec exercices corrigés, Quatrième Édition.

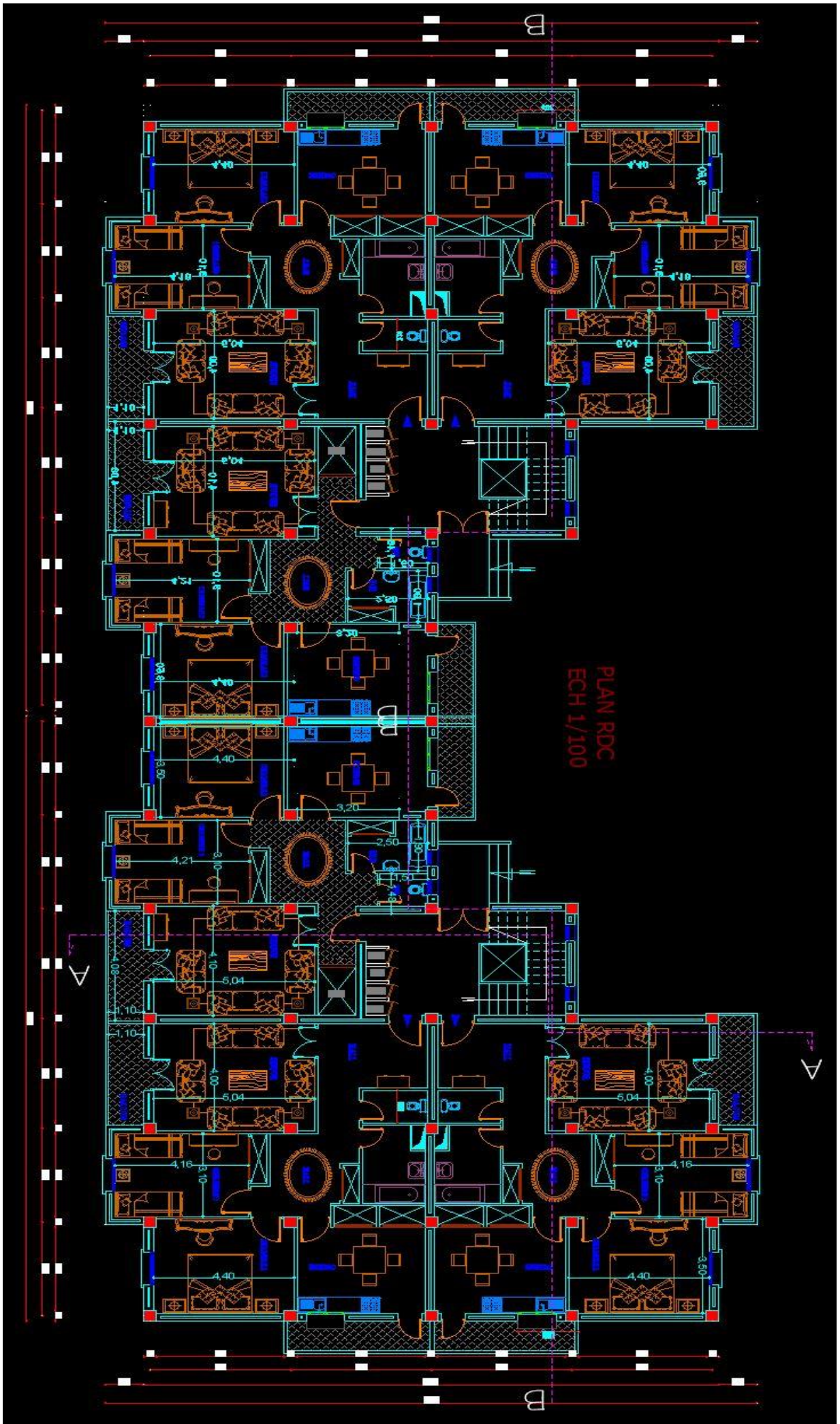
Logiciels utilisés :

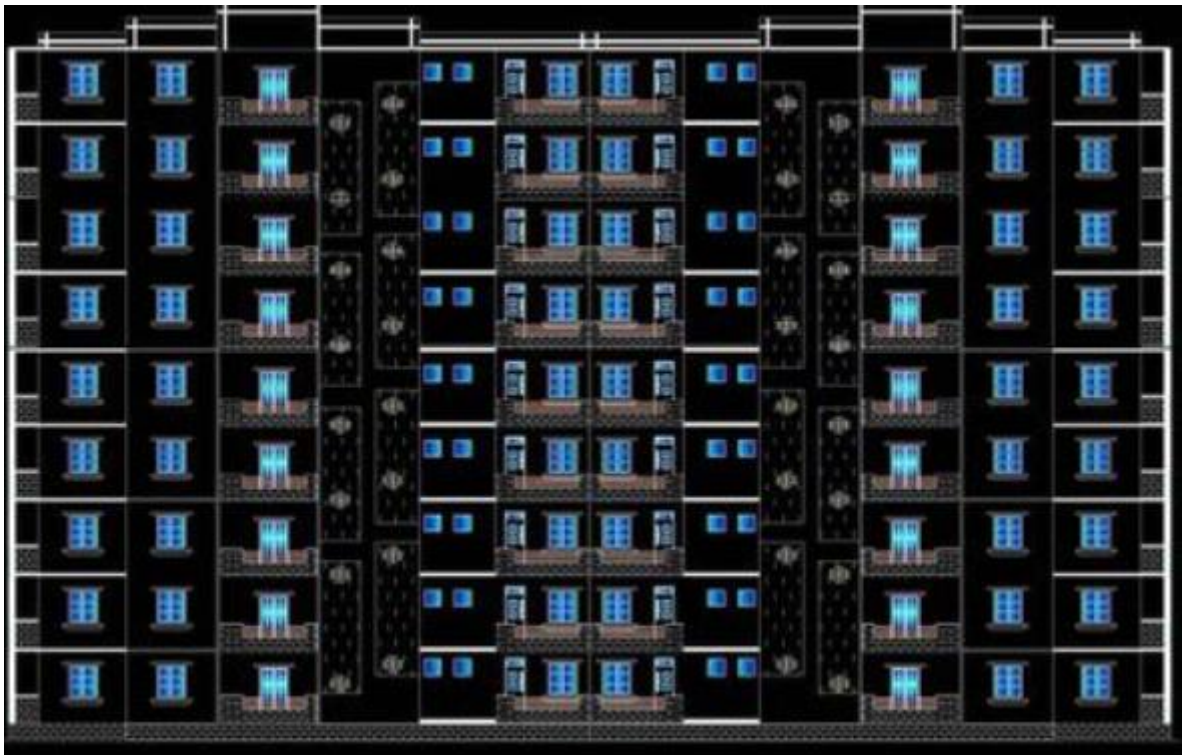
- AUTO DESK ROBOT 2019
- AUTOCAD 2018
- EXPERT BA 2010
- WORD 2016
- EXCEL 2016

ANNEXES A



PLAN ETAGE
COURANT
1er -6ème ETAGE





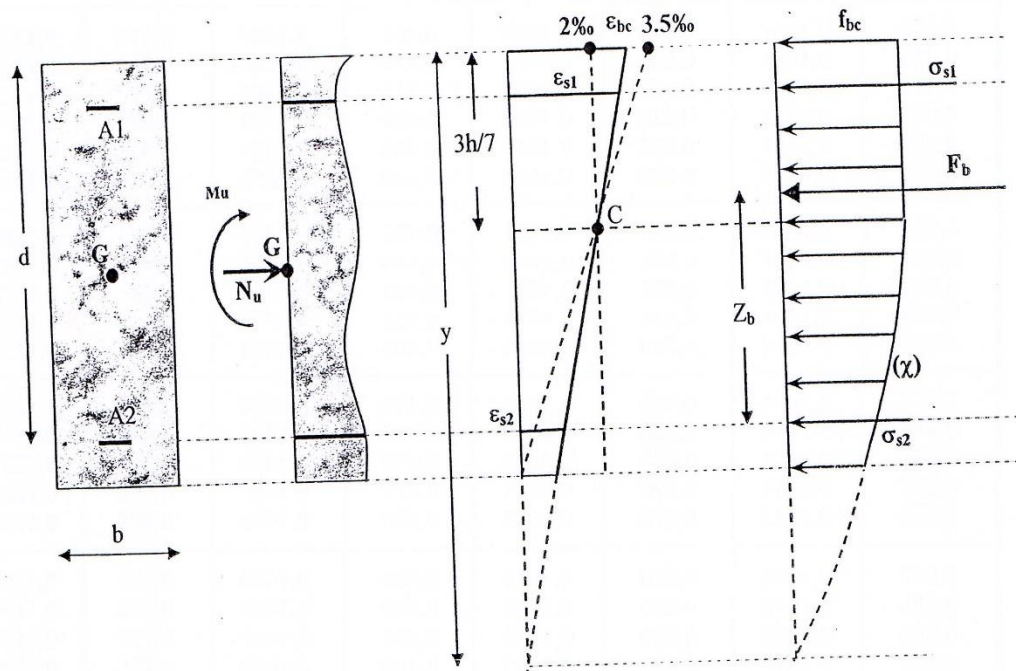
ANNEXES B

Excentricité critique relative : $\zeta = f(\psi_1)$

$$\text{si } \psi_1 \leq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{1 + \sqrt{9 - 12\psi_1}}{4(3 + \sqrt{9 - 12\psi_1})} \quad \text{si } \psi_1 \geq \frac{2}{3} : \zeta = \frac{(3\psi_1 - 1)(1 - \psi_1)}{4\psi_1}$$

ψ_1	ζ	ψ_1	ζ	ψ_1	ζ	ψ_1	ζ
0,000	0,1667	0,200	0,1602	0,405	0,1507	0,610	0,1336
0,005	0,1665	0,205	0,1600	0,410	0,1504	0,615	0,1330
0,010	0,1664	0,210	0,1598	0,415	0,1501	0,620	0,1323
0,015	0,1662	0,215	0,1596	0,420	0,1498	0,625	0,1316
0,020	0,1661	0,220	0,1595	0,425	0,1495	0,630	0,1310
0,025	0,1660	0,225	0,1593	0,430	0,1492	0,635	0,1302
0,030	0,1658	0,230	0,1591	0,435	0,1489	0,640	0,1295
0,035	0,1657	0,235	0,1589	0,440	0,1486	0,645	0,1287
0,040	0,1655	0,240	0,1587	0,445	0,1482	0,650	0,1279
0,045	0,1654	0,245	0,1585	0,450	0,1479	0,655	0,1271
0,050	0,1652	0,250	0,1582	0,455	0,1476	0,660	0,1262
0,055	0,1651	0,255	0,1580	0,460	0,1472	0,665	0,1253
0,060	0,1649	0,260	0,1578	0,465	0,1469	0,670	0,1244
0,065	0,1648	0,265	0,1576	0,470	0,1465	0,675	0,1234
0,070	0,1646	0,270	0,1574	0,475	0,1462	0,680	0,1224
0,075	0,1645	0,275	0,1572	0,480	0,1458	0,685	0,1213
0,080	0,1643	0,280	0,1570	0,485	0,1455	0,690	0,1202
0,085	0,1642	0,285	0,1568	0,490	0,1451	0,695	0,1190
0,090	0,1640	0,290	0,1565	0,495	0,1447	0,700	0,1179
0,095	0,1638	0,295	0,1563	0,500	0,1443	0,705	0,1166
0,100	0,1637	0,300	0,1561	0,505	0,1439	0,710	0,1154
0,105	0,1635	0,305	0,1559	0,510	0,1436	0,715	0,1141
0,110	0,1634	0,310	0,1556	0,515	0,1431	0,720	0,1128
0,115	0,1632	0,315	0,1554	0,520	0,1427	0,725	0,1114
0,120	0,1630	0,320	0,1552	0,525	0,1423	0,730	0,1100
0,125	0,1629	0,325	0,1549	0,530	0,1419	0,735	0,1086
0,130	0,1627	0,330	0,1547	0,535	0,1415	0,740	0,1072
0,135	0,1625	0,335	0,1544	0,540	0,1410	0,745	0,1057
0,140	0,1624	0,340	0,1542	0,545	0,1406	0,750	0,1042
0,145	0,1622	0,345	0,1539	0,550	0,1401	0,755	0,1026
0,150	0,1620	0,350	0,1537	0,555	0,1396	0,760	0,1011
0,155	0,1618	0,355	0,1534	0,560	0,1391	0,765	0,0995
0,160	0,1617	0,360	0,1532	0,565	0,1386	0,770	0,0978
0,165	0,1615	0,365	0,1529	0,570	0,1381	0,775	0,0962
0,170	0,1613	0,370	0,1526	0,575	0,1376	0,780	0,0945
0,175	0,1611	0,375	0,1524	0,580	0,1371	0,785	0,0928
0,180	0,1610	0,380	0,1521	0,585	0,1365	0,790	0,0910
0,185	0,1608	0,385	0,1518	0,590	0,1360	0,795	0,0893
0,190	0,1606	0,390	0,1515	0,595	0,1354	0,800	0,0875
0,195	0,1604	0,395	0,1513	0,600	0,1348	0,805	0,0857
		0,400	0,1510	0,605	0,1342	0,810	0,0839

FLEXION COMPOSEE / DIMENSIONNEMENT ELU (SEC)



→ Si $\Psi_1 > 0,81$, on utilise le coefficient :
$$\chi = \frac{0,5 - \frac{d'}{h} - \Psi_1 \left(0,5 - \frac{d'}{h} - \frac{e}{h} \right)}{\frac{6}{7} - \frac{d'}{h}}$$

La Section est Entièrement Comprimée (SEC) si $\chi < 0,19$

Cas 1: $\chi > 0 \Rightarrow A_s = 0$ et $A'_s \neq 0$; on choisit $\epsilon'_s = 2.10^{-3} \left[1 + \left(3 - 7 \frac{d'}{h} \right) \frac{\sqrt{\chi}}{1,75} \right]$ et $\sigma'_s = f(\epsilon'_s)$

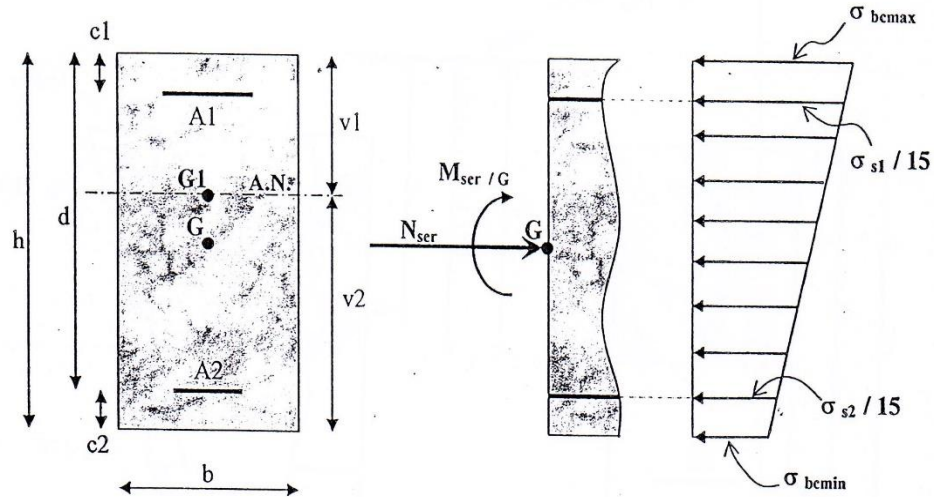
On aura :
$$A'_s = \frac{N_u - (1 - \chi) b h f_{bc}}{\sigma'_s}$$

Cas 2: $\chi \leq 0 \Rightarrow A_s \neq 0$ et $A'_s = 0$;

On choisit $\epsilon_{bc} = \epsilon_s = \epsilon'_s = 2.10^{-3}$, ce qui donne $\sigma'_{bc} = f_{bc}$ et $\sigma_s = \sigma'_s = \sigma_{s,2.10^{-3}}$

on aura :
$$A'_s = \frac{M_{As} - b h f_{bc} \left[\frac{d - h}{2} \right]}{(d - d') \sigma_{s,2.10^{-3}}} \quad \text{et} \quad A_s = \frac{N_u - b h f_{bc}}{\sigma_{s,2.10^{-3}}} - A'_s$$

FLEXION COMPOSEE / VERIFICATION ELS / CAS SEC :

 Il faut vérifier que: $\sigma_{bc \max} \leq \overline{\sigma_{bc}}$ avec $\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{c28}$


G : Centre de gravité du béton seul

 G₁ : Centre de gravité de la section avec armatures

 Section homogénéisée $\rightarrow S = b h + 15 (A_1 + A_2)$

 Position de l'Axe Neutre $\rightarrow v_1 = \frac{\frac{1}{2} b h^2 + 15 (A_1 c_1 + A_2 d)}{S}$

 Moment d'inertie /Axe Neutre $\rightarrow I_{G1} = \frac{1}{3} b h^3 + 15 (A_1 c_1^2 + A_2 d^2) - S v_1^2$

 M_{ser} / Axe Neutre $\rightarrow M_{ser/G1} = M_{ser/G} - N_{ser} \left(\frac{h}{2} - v_1 \right)$

Finalement :

$$\sigma_{bc \max} = \frac{N_{ser}}{S} + \frac{M_{ser/G1}}{I_{G1}} \cdot v_1$$

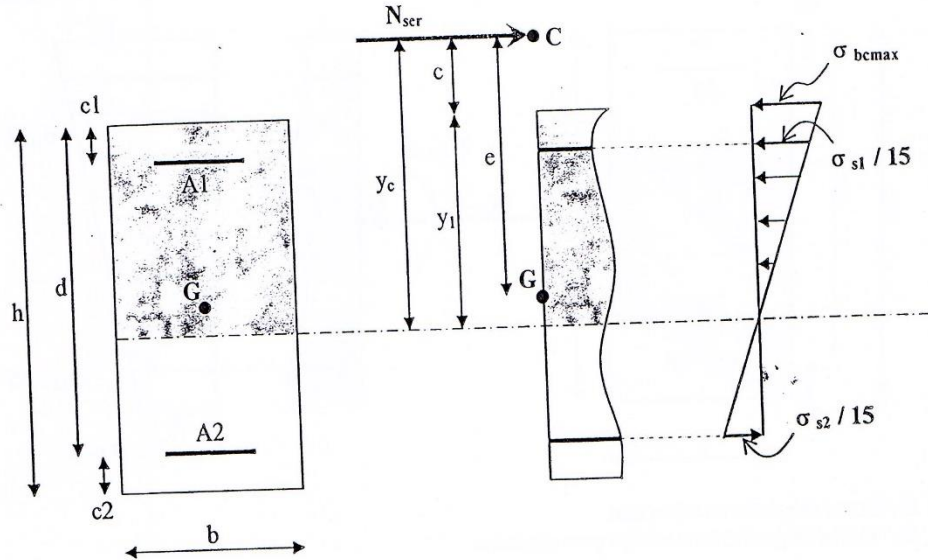
$$\sigma_{bc \min} = \frac{N_{ser}}{S} - \frac{M_{ser/G1}}{I_{G1}} \cdot v_2$$

 Dans l'hypothèse d'une SEC, on doit avoir : $\sigma_{bc \min} \geq 0$ c'est à dire $\frac{M_{ser/G1}}{N_{ser}} \leq \frac{I_{G1}}{S (h - v_1)}$

Si cette dernière inégalité n'est pas vérifiée, c'est le cas SPC.

FLEXION COMPOSEE / VERIFICATION ELS / CAS SPC :

Il faut vérifier que: $\sigma_{bc \max} \leq \bar{\sigma}_{bc}$ avec $\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$
 et $\sigma_{s2} \leq \bar{\sigma}_s$



$$e = \frac{M_{ser/G}}{N_{ser}} ; \quad c = e - \frac{h}{2}$$

Calcul de y_1 : on cherche d'abord la racine y_c de l'équation $y_c^3 + p y_c + q = 0$ avec :

$$p = -3c^2 + \frac{90 A_1}{b} (c + c_1) + \frac{90 A_2}{b} (c + d)$$

$$q = 2c^3 - \frac{90 A_1}{b} (c + c_1)^2 - \frac{90 A_2}{b} (c + d)^2$$

$$\Delta = q^2 + 4 \left(\frac{p}{3} \right)^3$$

$$\text{Si } \Delta \geq 0 : y_c = -(A+B) \text{ avec } A = \sqrt[3]{\frac{q + \sqrt{\Delta}}{2}} \text{ et } B = \sqrt[3]{\frac{q - \sqrt{\Delta}}{2}}$$

$$\text{Si } \Delta < 0 : \varphi = \text{Arccos} \left[\frac{q}{2} \left(\frac{-p}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \right] \text{ avec } \varphi \text{ en radians}$$

$$y_c = -2 \sqrt{\frac{-p}{3}} \cos \left[\frac{2\pi}{3} + \frac{\varphi}{3} \right]$$

d'où $y_1 = y_c - c$

Finalement :
$$\sigma_{bc\max} = \frac{N_{ser} \cdot y_1}{\frac{b y_1^2}{2} + 15 A_1 (y_1 - c_1) - 15 A_2 (d - y_1)}$$

$$\sigma_{s1} = 15 \sigma_{bc\max} \frac{y_1 - c_1}{y_1}$$

$$\sigma_{s2} = 15 \sigma_{bc\max} \frac{d - y_1}{y_1}$$

ELS / CONTRAINTES LIMITES :

→ contrainte limite de compression du béton : $\overline{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{c28}$

→ contrainte limite de traction de l'acier :

$$\text{si fissuration} \begin{cases} \text{non préjudiciable : pas de limite} \\ \text{préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = \xi = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \text{Max} \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{t28}} \right) \right\} \\ \text{très préjudiciable : } \overline{\sigma}_s = 0,8 \xi \end{cases}$$

$$\text{avec } \eta = \begin{cases} 1,6 & \text{pour les barres HA avec } \phi \geq 6 \text{ mm} \\ 1,3 & \text{pour les fils avec } \phi < 6 \text{ mm} \end{cases}$$

SECTION RÉELLES D'ARMATURES

Section en cm^2 de N armature ϕ en mm

Φ	5	6	8	10	12	14	16	20	25	32	40
1	0,2	0,28	0,5	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	19,63	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	12,32	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	49,09	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	150,8
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

**DALLES RECTANGULAIRES UNIFORMÉMENT CHARGÉES
ARTICULÉE SUR LEUR CONTOUR**

$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$		$\rho = \frac{L_x}{L_y}$	ELU $v=0$		ELS $v=0,2$	
	μ_x	μ_y	μ_x	μ_y		μ_x	μ_y	μ_x	μ_y
0,40	0,1101	0,2500	0,1121	0,2854	0,71	0,0671	0,4471	0,0731	0,594
0,41	0,1088	0,2500	0,1110	0,2924	0,72	0,0658	0,4624	0,0719	0,6063
0,42	0,1075	0,2500	0,1098	0,3000	0,73	0,0646	0,4780	0,0708	0,6188
0,43	0,1062	0,2500	0,1087	0,3077	0,74	0,0633	0,4938	0,0696	0,6315
0,44	0,1049	0,2500	0,1075	0,3155	0,75	0,0621	0,5105	0,0684	0,6447
0,45	0,1036	0,2500	0,1063	0,3234	0,76	0,0608	0,5274	0,0672	0,658
0,46	0,1022	0,2500	0,1051	0,3319	0,77	0,0596	0,5440	0,0661	0,671
0,47	0,1008	0,2500	0,1038	0,3402	0,78	0,0584	0,5608	0,0650	0,6841
0,48	0,0994	0,2500	0,1026	0,3491	0,79	0,0573	0,5786	0,0639	0,6978
0,49	0,0980	0,2500	0,1013	0,3580	0,80	0,0561	0,5959	0,0628	0,7111
0,50	0,0966	0,2500	0,1000	0,3671	0,81	0,0550	0,6135	0,0617	0,7246
0,51	0,0951	0,2500	0,0987	0,3758	0,82	0,0539	0,6313	0,0607	0,7381
0,52	0,0937	0,2500	0,0974	0,3853	0,83	0,0528	0,6494	0,0596	0,7518
0,53	0,0922	0,2500	0,0961	0,3949	0,84	0,0517	0,6678	0,0586	0,7655
0,54	0,0908	0,2500	0,0948	0,4050	0,85	0,0506	0,6864	0,0576	0,7794
0,55	0,0894	0,2500	0,0936	0,4150	0,86	0,0496	0,7052	0,0566	0,7932
0,56	0,0880	0,2500	0,0923	0,4254	0,87	0,0486	0,7244	0,0556	0,8074
0,57	0,0865	0,2582	0,0910	0,4357	0,88	0,0476	0,7438	0,0546	0,8216
0,58	0,0851	0,2703	0,0897	0,4462	0,89	0,0466	0,7635	0,0537	0,5358
0,59	0,0836	0,2822	0,0884	0,4565	0,90	0,0456	0,7834	0,0528	0,8502
0,60	0,0822	0,2948	0,0870	0,4672	0,91	0,0447	0,8036	0,0518	0,8646
0,61	0,0808	0,3075	0,0857	0,4781	0,92	0,0437	0,8251	0,0509	0,8799
0,62	0,0794	0,3205	0,0844	0,4892	0,93	0,0428	0,8450	0,0500	0,8939
0,63	0,0779	0,3338	0,0831	0,5004	0,94	0,0419	0,8661	0,0491	0,9087
0,64	0,0765	0,3472	0,0819	0,5117	0,95	0,0410	0,8875	0,0483	0,9236
0,65	0,0751	0,3613	0,0805	0,5235	0,96	0,0401	0,9092	0,0474	0,9385
0,66	0,0737	0,3753	0,0792	0,5351	0,97	0,0392	0,9322	0,0465	0,9543
0,67	0,0723	0,3895	0,0780	0,5469	0,98	0,0384	0,9545	0,0457	0,9694
0,68	0,0710	0,4034	0,0767	0,5584	0,99	0,0376	0,9771	0,0449	0,9847
0,69	0,0697	0,4181	0,0755	0,5704	1	0,0368	1	0,0441	1
0,70	0,0684	0,4320	0,0743	0,5817					