

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

Populaire et Démocratique Algérienne République

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique

Centre Universitaire Abdelhafid Boussouf-Mila

Institut des Sciences et de Technologie

Département de Génie Civil et Hydraulique



N°Ref:.....

Projet de Fin d'Etude préparée vue de l'obtention du diplôme de

Master

Spécialité: Structure

Dimensionnement et calcul d'un bâtiment (R+5) a usage multiple

Réalisé par:

CHANDARLI BRAHAM AYA

DJOUAL RYANE

Soutenu Devant le jury:

Dr. RABEHI Moustefa Président

Dr. BRAHIMI Abdelkader Examineur

Dr. ABADA Rofia Examinatrice

Dr. TIOUA Tahar Promoteur

Année universitaire : 2021/2022



REMERCIEMENT :

*Nous tenons à exprimer nos profondes
gratitudes*

*Mr.Taher Tíoua pour son suivie et ses
conseils.*

*Nous tenons à remercier tous les
enseignants de GENIE CIVIL qui ont
contribué à notre formation.*

*Un gros merci également à nos familles
pour leurs soutiens aussi bien moral que
financier et pour leurs sacrifices.*

*Enfin, nous tenons à remercier également
les membres de jury qui me feront
l'honneur de juger mon travail.*

MERCI .

Dédicace :

Je dédie ce travail à:

Mes très chers parents.

Mes très chers frères.

Toute ma famille.

Tous mes amis.

Toute la promotion 2021/2022.

CHANDARLI BRAHAM AYA

Dédicace :

Je dédie ce travail à:

Mes très chers parents.

Mon très cher frère.

Mes très chères sœurs.

Et mon neveu Anes.

Toute ma famille.

Tous mes amis.

Toute la promotion 2021/2022

DJOUAL RYANE

Résumé:

Ce projet présente une étude détaillée d'un bâtiment à usage d'habitation et commercial Constitué d'un rez-de-chaussée plus cinq étages, implanté à la wilaya de MILA. Cette région est classée en zone sismique IIa. Selon le RPA99 Version 2003. En utilisant les nouveaux règlements de calcul et vérifications du béton armé (RPA99 V2003 et B.A.E.L91 modifié 99), cette étude se compose de cinq parties :

La première partie est consacré à la description générale du projet avec une présentation des caractéristiques des matériaux, La deuxième partie le pré dimensionnement de la structure et la descente des charges. La troisième partie a pour objectif l'étude des éléments secondaires (acrotère, escaliers balcon, et plancher).

L'étude dynamique de la structure a été entamée dans la quatrième partie par logiciel ETABS afin de déterminer les différentes sollicitations dues aux chargements (charges permanentes, d'exploitation et charge sismique).

En fin l'étude des éléments résistants de la structure (poteaux, poutres, voiles, radier général) .et calculé dans la dernière partie l'étude de fondation .

Mots clés : Bâtiment, Béton armé, ETABS 2013, RPA 99 modifié 2003, BAEL 91 modifié 99.

Abstract:

This Project presents a detailed study of a building for residential use and commercial Consisting of a ground floor plus five floors, located in the wilaya of MILA. This region is classified as seismic zone IIa. According to RPA99 Version 2003.

Using the new reinforced concrete design and verification regulations (RPA99 V2003 and B.A.E.L91 modified 99), this study consists of five parts:

The first part is devoted to the general description of the project with a presentation of the characteristics of the materials, The second part the pre-dimensioning of the structure and the descent of the loads. The third part aims to study the secondary elements (parapet, balcony stairs, and floor).

The dynamic study of the structure was started in the fourth part by ETABS software to determine the various stresses due to the loads (permanent, operating and seismic loads).

Finally, the study of the resistant elements of the structure (posts, beams, sails, general raft) .and calculated in the last part the study of foundation.

Keywords: Building, Reinforced concrete, ETABS 2013, RPA 99 modified 2003, BAEL 91modified 99.

الملخص :

يقدم هذا المشروع دراسة تفصيلية لمبنى للاستخدام السكني وتجاري مكون من طابق أرضي بالإضافة إلى خمسة طوابق ويقع بولاية ميله. تم تصنيف هذه المنطقة على أنها المنطقة الزلزالية IIa. وفقًا لإصدار RPA99 2003.

استخدام لوائح التحقق والتصميم الجديد للخرسانة المسلحة (RPA99 V2003 و B.A.E.L91 معدل 99) ، تتكون هذه الدراسة من خمسة أجزاء:

الجزء الأول مخصص للوصف العام للمشروع بامتداد عرض خصائص المواد ، الجزء الثاني: التحجيم المسبق للهيكل ونزول الأحمال. الجزء الثالث يهدف إلى دراسة العناصر الثانوية (الحاجز ، سلم الشرفة ، الأرضية).

بدأت الدراسة الديناميكية للهيكل في الجزء الرابع من قبل برنامج ETABS لتحديد الضغوط المختلفة بسبب الأحمال (الأحمال الدائمة والتشغيلية والزلزالية).

أخيرًا دراسة العناصر المقاومة للهيكل (أعمدة ، عوارض ، أشعة ، طوافة عامة) وتم حسابها في الجزء الأخير دراسة الأساس.

الكلمات المفتاحية : بناء ، خرسانة مسلحة ، ETABS 2013 ، RPA 99 معدل 2003 ، BAEL 91 تعديل 99.

Sommaire

SOMMAIRE

Remerciement.....	.
Dédicace.....	II
Résumé.....	V
Sommaire.....	VII
Liste des figures.....	VII
Listes de tableaux.....	VIII
Notation.....	VIII
Les plans	XVI
Introduction générale.....	2
Chapitre I : Présentation de l'ouvrage.....	4
I.1 Introduction.....	4
I.2. Présentation de l'ouvrage.....	4
I.3. Caractéristiques géométriques de la structure	4
I.4. Les données du site.....	4
I.5. Hypothèses de calcul.....	5
I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	5
I.6.1. Introduction.....	5
I.6.2. Le Béton.....	5
I.6.2.1 Résistance du béton à la compression.....	6
I.6.2.2 Résistance du béton à la traction.....	6
I.6.2.3 Résistance minimale du béton.....	7
I.6.2.4 Contrainte limite.....	7
I.6.2.5 Modules de déformation longitudinale.....	9
I.6.2.6 Coefficient de Poisson.....	10
I.6.3 L'acier.....	10
I.6.3.1 Caractéristiques mécaniques.....	10
I.6.3.2 Contrainte limite.....	10
I.6.3.3 Protection des armatures.....	11
Chapitre II : Pré-dimension des éléments et descente des charges.....	14
II.1 Introduction.....	14
II.2. Pré dimensionnement des planchers.....	14
II.2.1. Plancher à corps creux.....	14

II.2.2. Les poutrelles.....	15
II.2.3. Les dalles pleines (les balcons).....	16
II.3. Les poutres.....	17
II.3.1. Poutres principales porteuses (sens transversale).....	17
II.3.2. Poutres secondaires (non porteuses).....	18
II.3.3. poutre palière.....	18
II.4. les poteaux.....	19
II.4.1. Evaluation des charges.....	20
II.4.1.1. Les charges permanentes.....	20
II.4.1.2. La charge d'exploitations.....	21
II.4.2. Descente de charges.....	21
II.4.2.1. Loi de dégression des charges.....	22
II.4.2.2. Poteau intermédiaire.....	22
II.4.2.3. Descente de charges du Poteau intermédiaire.....	23
II.4.3. Vérification des poteaux au flambement.....	25
II.5. Les voile.....	26
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires.....	29
III.1. Introduction	29
III.2 calcul de l'acrotère.....	29
III.2.1 Introduction	29
III.2.2 Evaluation des Charges.....	30
III.2.3 Calcul des sollicitations	30
III.2.4. Calcul de Ferrailage	30
III.2.5. Vérification au séisme	35
III.3 calcul les dalles pleines des balcons	36
III.3.1 Introduction	36
III.3.2 Définition de l'épaisseur (e).....	36
III.3.3 Evaluation des charges	36
III.3.3.1 Combinaison des charges	37
III.3.4 Sollicitation de calcul	37
III.3.4.1 Calcul du ferrailage.....	38

III.3.4.2 Vérification de l'effort tranchant.....	39
III.3.4.3 Vérification à l'ELS.....	39
III.3.4.4 Vérification des contraintes.....	39
III.4 les escaliers	45
III.4.1 Terminologie	45
III.4.2 Schéma statique	45
III.4.3 Pré dimensionnement	46
III.4.3.1 Dimensionnement de la paillasse.....	46
III.4.3.2 Evaluation des charges Volée.....	47
III.4.4 Calcul des moments et les efforts tranchants	49
III.4.5 Calcul de ferrailage.....	51
III.4.5.1 Armatures longitudinales.....	51
III.4.5.2 Armature de répartition.....	52
III.4.7 Vérification de la flèche.....	53
III.5 Calcul de la poutre palière	55
III.5.1 Introduction.....	55
III.5.2 Pré dimensionnement	56
III.5.3 Evaluation des charges	56
III.5.4 calcul de la sollicitation	57
III.5.4.1 Ferrailages de la poutre palière à la flexion.....	57
III.5.4.2 Calcul de la poutre palière à la torsion.....	59
III.6 Calcul des plancher	61
III.6.1 Introduction	61
III.6.2 Calcul des poutrelles.....	62
III.6.3. Les différents Types des plancher	63
III.6.4. Choix de la méthode de calcul	64
III.6.4.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire	64
III.6.4.2 Principe de méthode de Caquot minoré.....	64
III.6.4.3 Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible).....	67
III.6.4.4 Ferrailage des poutrelles (Etage courante + RDC).....	72
III.6.4.5 Ferrailage de la table de compression.....	76
CHAPITRE IV: Etude sismique	80

IV.1. Introduction.....	80
IV.2. Objectif de l'étude sismique.....	80
IV.3. Méthode de calcul sismique.....	80
IV.3.1. Description de logiciel.....	80
IV.3.2. Modélisation.....	80
IV.3.2.1. Etape de la modélisation.....	81
IV.3.2.2. Dimensionnement des éléments principaux de la structure.....	83
IV.3.2.3. Donnée de spectre de réponse.....	83
IV.3.2.4. Choix la disposition des voiles.....	85
IV.3.3. Résultat de l'analyse dynamique par ETABS.....	87
IV.3.4. Résultante des forces sismiques de calcul.....	89
IV.3.5. Excentricité accidentelle.....	92
IV.3.5.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure.....	92
IV.3.5.2. Déplacements latéraux inter- étages.....	93
IV.3.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ	93
IV.3.7. Vérifications des sollicitations normales.....	94
IV.3.8. Justification du système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé.....	95
IV.4. Conclusions.....	95
Chapitre V : Calcul des éléments principaux	97
V.1. Introduction	97
V.2. Ferrailage des poutres	97
V.2.1. Calcul des Armatures longitudinales	98
V.2.2. Calcul de ferrailage transversal	101
V.2.3. Calcul de l'espacement	101
V.2.4. Vérifications	102
V.2.4.1. Vérification de la contrainte tangente	102
V.2.4.2. Vérification à l'ELS	103
V.2.4.3. Vérification de la compression du béton	104
V.2.4.4. Vérification de la flèche	104
V.3. Schéma de ferrailage	104
V.3. Etude des poteaux	105
V.3.1. Armatures longitudinales	106
V.3.2. La section d'acier maximale	112

V.3.3. Les armatures transversales	112
V.3.4. Vérifications	114
V.3.4.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme	114
V.3.4.2. Vérification aux sollicitations tangentiels	115
V.4. Ferrailage des voiles	116
V.4.1 Ferrailage du voile plein.....	116
V.4.1.1 Armature vertical	116
V.4.1.2 Armature horizontal	117
V.4.2 Vérification des contraintes de cisaillement.....	119
Chapitre VI : Etude de l'infrastructure.....	124
VI.1 Introduction	124
VI.2 Justification pour le choix de type de fondation	124
VI.2.1Combinaisons de calcul	124
VI.2.2Vérification de la semelle isolée	124
VI.2.3Vérification de la semelle filante.....	125
VI.2.4Calcul de Ferrailage	127
VI.3 poutre de rigidité.....	127
VI.3.1 Armatures transversales.....	129
VI.3.2 Armatures de peau.....	130
VI.3.3 Schéma de ferrailage.....	130
VI.4 L'étude des longrines.....	131
VI.4.1 Pré dimensionnement.....	131
VI.4.2 Ferrailage de la longrine.....	131
VI.4.3 Schéma de ferrailage.....	133
Conclusion générale.....	135

LISTE DES FIGURES

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux	04
Figure I.1: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU	7
Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton à l'ELS	9
Figure I.3: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier `a l'ELU	11
Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges.....	14
Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux.....	15
Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle.....	16
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	29
Figure III.1: Coupe sur l'acrotère.....	29
Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.....	30
Figure III.3 : section transversale de l'acrotère.....	31
Figure III.4 : Le schéma de ferrailage de l'acrotère.....	35
Figure III.5: Schéma statique du balcon TYPE01.....	37
Figure III.6 : Schéma de ferrailage de balcon.....	44
Figure III.7 : exemple d'un escalier.....	45
Figure III.8: Dimensions des éléments des escaliers.....	46
Figure III.9: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELU en KN...	48
Figure III.10: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELS en KN....	49
Figure III.11 : Diagramme des moments a l'ELU et ELS en appuis et sur travée...	51
Figure III.12 : poutre palière.....	56
Figure III.13 : schéma statique de poutre palier	57
Figure III.14 : schéma statique de la poutre palière.....	60
Figure III.15: Schéma de ferrailage des escaliers.....	61
Figure III.16: Schéma de ferrailage de la poutre palière.....	61
Figure III.17: Les différents Types des plancher.....	64
Figure III.18 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression	77
Figure III.19 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle (terrasse)	78
Figure III.20 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle (RDC+étage courante).....	78

Chapitre IV : étude sismique.....	80
Figure IV.1 : données du spectre de réponse.....	83
Figure IV.2 : la vue en 3 D.....	84
Figure IV.3: La vue en plan.....	85
Figure IV.4 : Disposition des voiles. 2D.....	86
Figure IV.5: Disposition des voiles. 3D.....	87
Figure IV.6: Résultat DE mode01.....	88
Figure IV.7: Résultat DE mode	88
Figure IV.8: Résultat DE mode03.....	89
Chapitre V : Calcul des éléments principaux.....	97
Figure V.1: Schéma de ferrailage de la poutre principale.....	105
Figure V.2: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.....	105
Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC+ETAGE.....	115/116
Figure V.4 : Dimensions du voile calculé.....	117
Figure V.5 : diagramme des contraintes.....	118
Figure V.6 : schéma de ferrailage des viols.....	121/122
Chapitre VI : étude de l'infrastructure	124
	128
Figure VI.1 : la distribution des charges ponctuelle sur la poutre.....	128
Figure VI.2:Coupe de la semelle filante.....	128
Figure VI.3: Schéma de ferrailage de semelle filante.....	130
Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de poutre de rigidité en appui et sur travée....	131
Figure VI.5: Schéma de ferrailage de La longrine.....	133

LISTE DES TABLEAUX

Chapitre I : Présentation de l'ouvrage et caractéristique des matériaux.....	04
Tableau I.1 : Les résistances caractéristiques du béton à 28 jours.....	08
Tableau I.2 : quelques exemples d'aciers.....	10
Chapitre II : Pré-Dimensionnement et descente de charges.....	14
Tableau II.1: charge de plancher terrasse.....	20
Tableau II.2: charge de plancher étage courant.....	20
Tableau II.3 : charge de la dalle pleine (balcon).....	21
Tableau II.4: charge de mur extérieur	21
Tableau II.5: charge de mur intérieur	21
Tableau II.6: Descente de charges du Poteau intermédiaire.....	23
Chapitre III : Calcul des éléments secondaires	29
Tableau III.1: charge de balcon terrasse.....	36
Tableau III.2: Combinaison des charges.....	37
Tableau III.3: section de ferrailage des balcons type 1.....	38
Tableau III.4: section de ferrailage des balcons type 2.....	41
Tableau III.5 : Ferrailage des dalles pleines sur 3 appuis continus.....	42
Tableau III.6 : Vérification des contraintes à ELS	44
Tableau III.7: charge de palier.....	47
Tableau III.8: charge de volée.....	47
Tableau III.9: Les sollicitations max.....	50
Tableau III.10: Ferrailage des escaliers.....	51
Tableau III.11 : Vérification des contraintes à ELS.....	53
Tableau III.12 : résultats sollicitation du calcul.....	57
Tableau III.13 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion.....	58
Tableau III.14 : Vérification des contraintes à ELS.....	59
Tableau III.15. Les chargements sur les poutrelles.....	63
Tableau III.16 : Moment aux appuis intermédiaires (poutrelle type1-terrasse inaccessible.....	65
Tableau III.17 : Moment aux appuis de rive (poutrelle type1terrasse inaccessible.	66
Tableau III.18 : Moment en travée (poutrelle type1 terrasse inaccessible).....	66

Tableau III.19 : Moment sur appuis (poutrelle type1 terrasse inaccessible).....	66
Tableau III.20 : Moment en travée (poutrelle type1 terrasse inaccessible).....	66
Tableau III.21: Efforts tranchants (poutrelle type1 terrasse inaccessible).....	67
Tableau III.22: sollicitation max du calcul.....	67
Tableau III.23: ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur appui et travée.....	68
Tableau III.24: vérification la contraint de compression du béton.....	69
Tableau III.25: vérification la contraint de traction de l'acier.....	70
Tableau III.26: Moment aux appuis de rive (poutrelle type1 RDC et étages courant).....	70
Tableau III.27: Moment sur appuis (poutrelle type1 RDC et étage courant).....	70
Tableau III.28: Moment sur travées (poutrelle type1 RDC et étage courant).....	71
Tableau III.29: Moment en travée (poutrelle type1 RDC et étage courant).....	71
Tableau III.30: Efforts tranchants (poutrelle type1 RDC et étage courant).....	71
Tableau III.31: sollicitation max du calcul.....	71
Tableau III.32: ferrailage des poutrelles (Etagé courante + RDC) en travée.....	72
Tableau III.33: vérification la contraint de compression du béton.....	74
Chapitre IV : étude sismique.....	80
Tableau IV.1 : Dimensionnement des éléments principaux de la structure.	83
Tableau IV.2 : période et facture de participation massique du modèle.....	87
Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel.....	90
Tableau IV.4: V dynamique.....	91
Tableau IV.5: centre de masse et centre de torsion de chaque étage.....	92
Tableau IV.6: Résultats du déplacement selon (X) et (Y).....	93
Tableau IV.7: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens (X).....	93
Tableau IV.8: Justification vis-à-vis de l'effet P- Δ sens (Y).....	94
Chapitre V : Calcul des éléments principaux.....	97
Tableau V.1: Sollicitations de calcul (Poutres principales).....	97
Tableau V.2: Sollicitations de calcul (Poutres secondaires).....	97
Tableau V.3: récapitulatif des sections d'armatures longitudinales.....	99
Tableau V.4: récapitulatif de la poutre secondaire.	100
Tableau V.5: récapitulatif des sections d'armatures longitudinales.....	101

Tableau V.6: calcul de l'espacement des armatures transversales.....	102
Tableau V.7: Résultat de calcul les armatures transversales.....	102
Tableau V.8: calcul de la contrainte tangentielle.....	103
Tableau V.9: résultats de calcul de vérifications à l'ELS.....	103
Tableau V.10: Vérification de la compression du béton.	104
Tableau V.11: Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	106
Tableau V.12: sollicitation (M, N,).....	106
Tableau V.13: Caractéristiques mécaniques des matériaux.....	107
Tableau V.14: Ferrailage longitudinal des poteaux.....	111
Tableau V.15: Sections des armatures transversales.....	113
Tableau V.16 : vérification au flambement.....	115
Tableau V.17: Vérification aux sollicitations tangentielles.....	115
Tableau V.18 : Sollicitations de calcul (voile plein).....	118
Tableau V.19 : Résultats du ferrailage vertical voiles.....	119
Tableau V.20 : Résultats du ferrailage vertical voiles.....	121
Chapitre VI : étude de l'infrastructure.....	124
Tableau VI.1 : Charge due sur la semelle.....	125
Tableau VI.2 : Résultats du moment maximal	128
Tableau VI.3 : résultat de Calcul de Ferrailage.....	129

NOTATION

La signification des principales notations est la suivante :

Notations en majuscules :

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

A_s : Aire d'une section d'acier,

A_t : Section d'armatures transversales,

B : Aire D'une section de béton,

D : Diamètre,

E : Module d'élasticité longitudinale,

E_b : Module de déformation longitudinale du béton,

E_i : Module de déformation instantanée (E_{ij} à l'âge de j jours),

E_s : Module d'élasticité de l'acier,

E_v : Module de déformation différé (E_{vj} à l'âge de j jours), Force ou action en général,

G : Action permanente, module d'élasticité transversale,

Q : Charges d'exploitations,

I : Moment d'inertie,

L : Longueur ou portée,

L_f : Longueur de flambement.

M : Moment en général, moment de flexion le plus souvent,

M_G : Moment fléchissant développé par les charges permanentes,

M_u : Moment de calcul ultime,

M_Q : Moment fléchissant développé par les charges d'exploitations,

M_{ser} : Moment de calcul de service,

M_t : Moment en travée,

M_a : Moment sur appuis,

N : Effort normal,

S_t : Espacement des armatures transversales,

T : Effort Tranchant, période,

V₀ : Effort tranchant a la base,

E.L.U : Etat limite ultime,

E.L.S : Etat limite service,

L_x : Distance entre de deux poutrelles,
L_y : Distance entre nus d'appuis dans le sens de disposition des poutrelles,
T₁ T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site,
R : Coefficient de comportement global,
V : Effort tranchant,
W : Poids de la structure,

Notations en minuscules

a : Dimension longitudinale,
b : Dimension transversale (largeur ou épaisseur d'une section),
d : Distance du barycentre des armatures tendues à la fibre extrême la plus comprimée,
d' : Distance du barycentre des armatures comprimée à la fibre extrême la plus comprimée,
f_e : Limite d'élasticité de l'acier,
f_{cj} : Résistance caractéristique à la compression du béton âge de j jours,
f_{tj} : Résistance caractéristique à la traction du béton âge de j jours,
f_{c28}, f_{t28} : Grandeurs précédentes avec j =28 jours,
h : Hauteur totale d'une section de béton armé,
i : Rayon de giration d'une section,
j : Nombre de jours,
k : Coefficient en général,
l : Longueur ou portée (on utilise aussi L),
n : Coefficient d'équivalence acier-béton ; grandeur exprimée par un nombre entier,
s : Espacement des armatures en générales,
s_t : Espacement des armatures transversales,
x : Coordonnée en général, abscisse en particulier,
y : Coordonnée, parallèlement au plan moyen, à partir de l'axe central d'inertie,
γ_s : Coefficient de sécurité dans l'acier,
γ_b : Coefficient de sécurité dans le béton,
ε_{bc} : Raccourcissement relatif du béton comprimé,
ε : Déformation relative,
ε_s : Allongement relatif de l'acier tendu,
ε'_s : Raccourcissement relatif de l'acier comprimé,
η : Coefficient de fissuration relatif à une armature,
ν : Coefficient de poisson, coefficient sans dimension,

ρ : Rapport de deux dimensions ; en particulier rapport de l'aire d'acier à l'aire de béton,

σ : Contrainte normale en général,

λ : Élancement,

τ : Contrainte tangente (de cisaillement),

σ_{bc} : Contrainte de compression,

σ_{ts} et σ_{sc} : Contrainte de traction, de compression dans l'acier, également notées σ_s et σ'_s ,

σ_s : Contrainte de traction admissible de l'acier,

σ_{bc} : Contrainte de compression admissible du béton,

β : Coefficient de pondération,

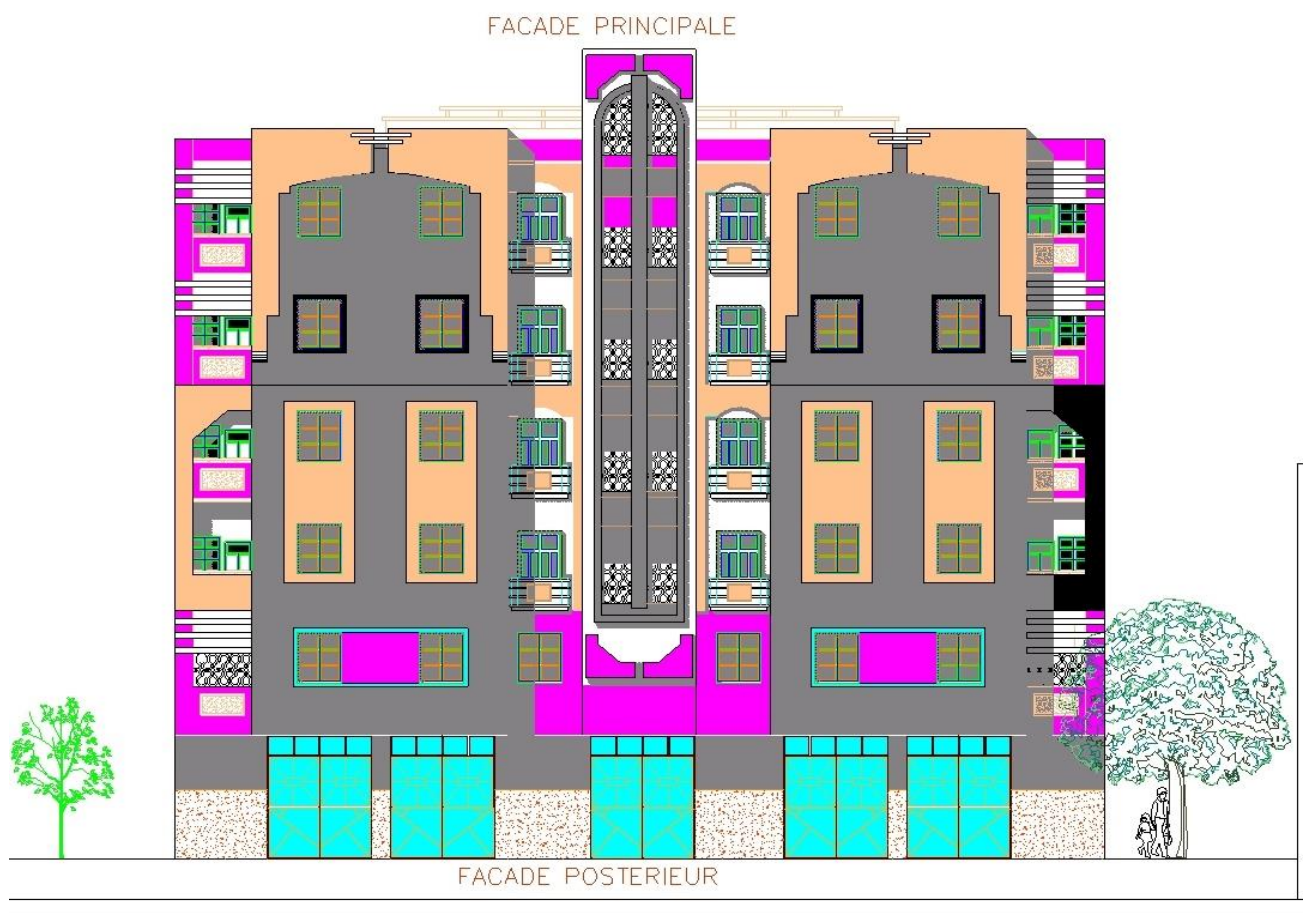
σ_{sol} : Contrainte du sol,

ξ : Pourcentage d'amortissement critique,

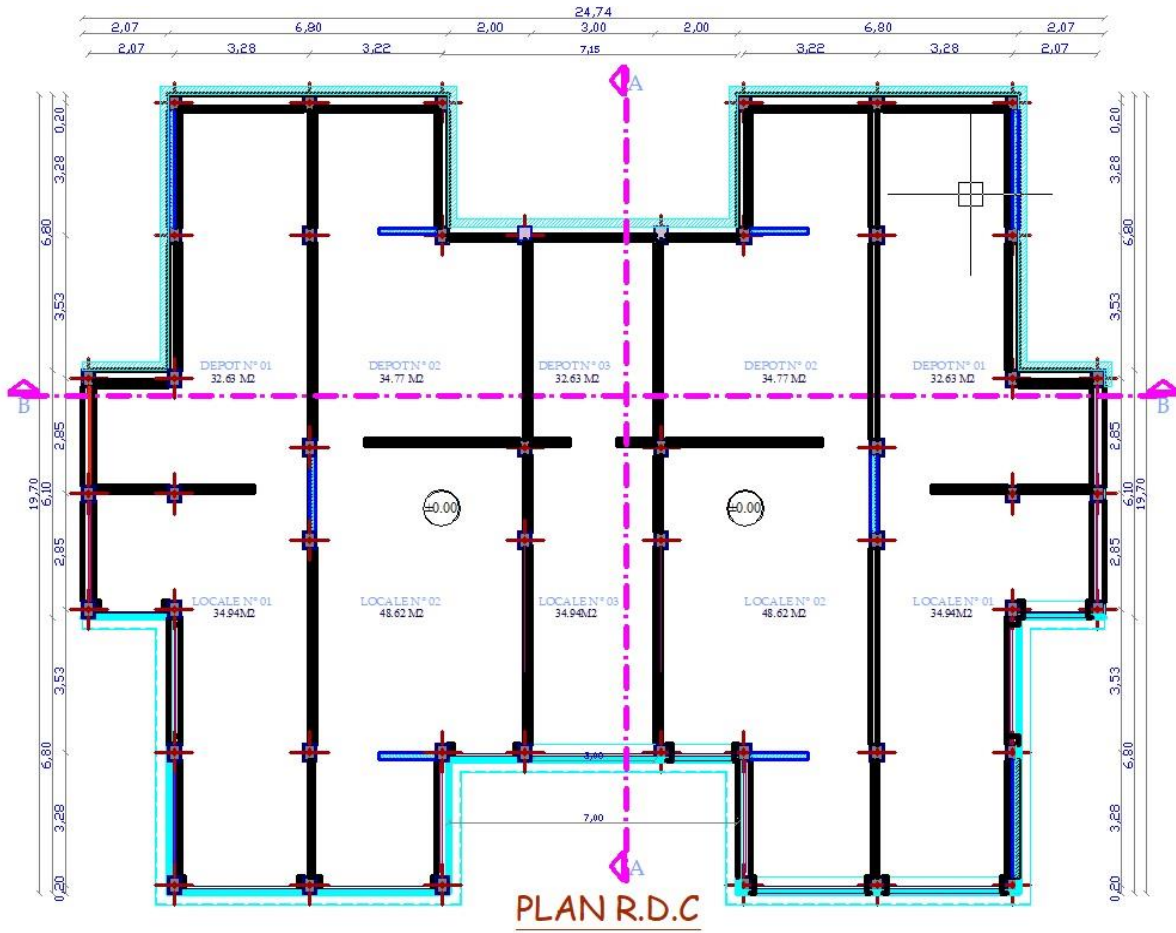
C_T : Coefficient qui dépend du système de contreventement,

β : Coefficient de pondération,

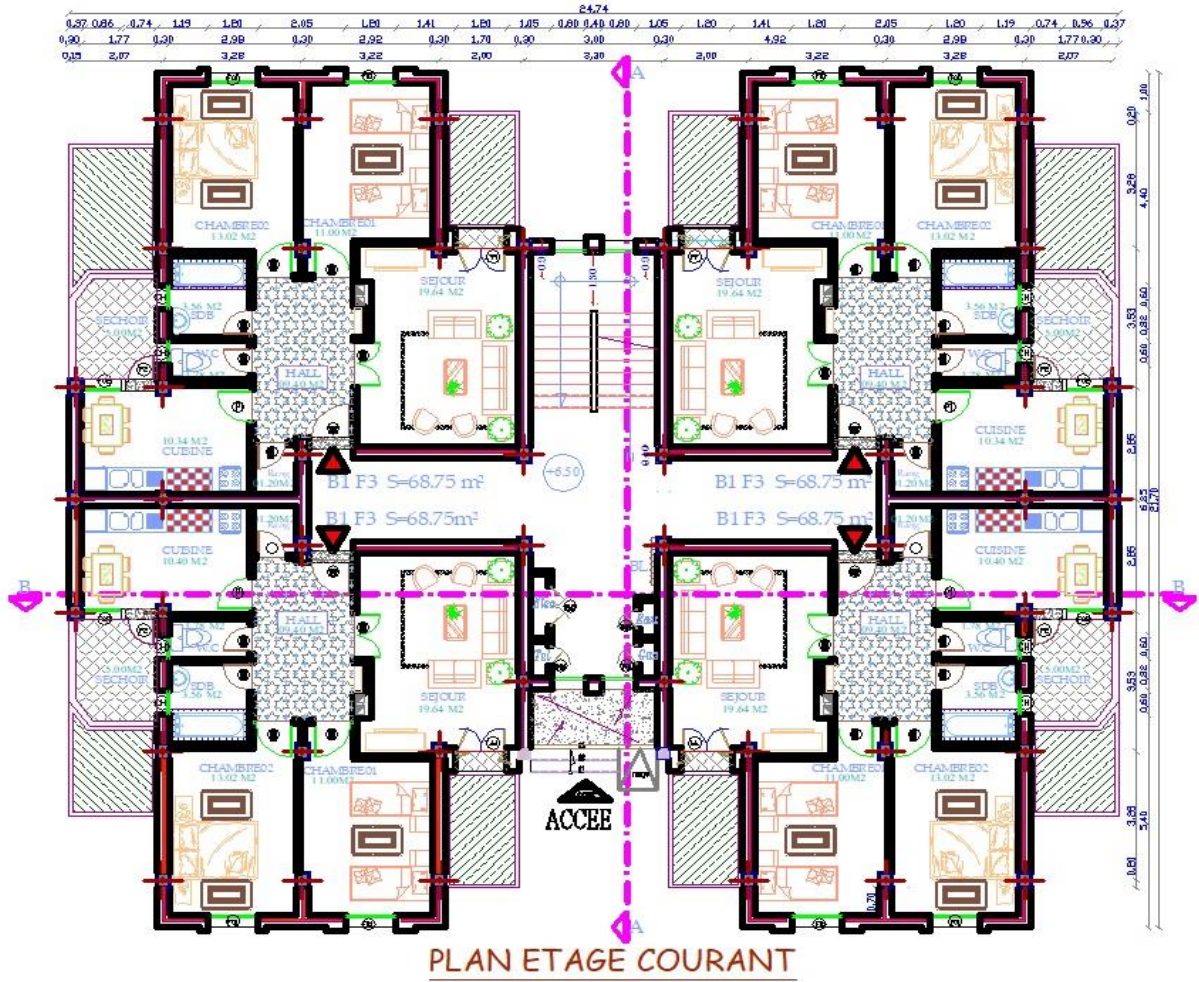
LES PLANS



LES PLANS



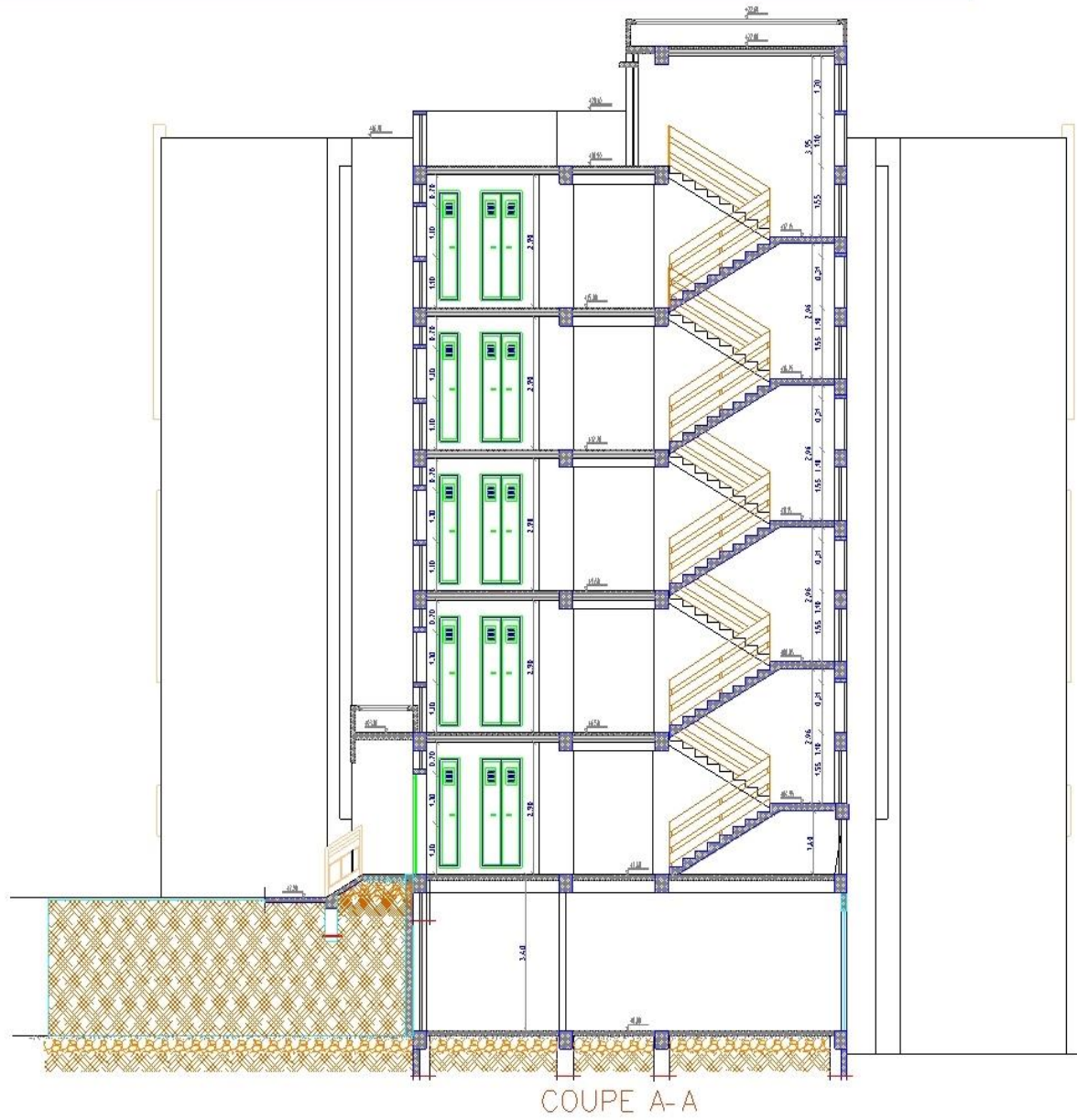
LES PLANS



LES PLANS



LES PLANS



INTRODUCTION GENERALE

INTRODUCTION GENERALE :

L'étude des structures est une étape clef et un passage obligé dans l'acte de bâtir. Cette étude vise à mettre en application les connaissances acquises durant le cycle d'études en génie civil à travers l'étude d'un ouvrage en béton armé.

Dans le cadre de ce projet de fin d'étude, nous avons procédé au calcul d'un bâtiment comportant un **RDC + 05 étages** (R+5), dont le système de contreventement mixte est assuré par des **voiles** et des **Portiques Autostable** avec une justification de l'interaction portiques-voiles.

Après un pré dimensionnement des éléments structuraux et une descende de charges , une étude dynamique est effectuée pour trouver les caractéristiques dynamiques du bâtiment et calculer les efforts engendrés par les différentes sollicitations normales et accidentelles.

Dans cette étude, on a utilisé le logiciel de calcul par éléments finis ETABS 2013 particulièrement efficace dans la modélisation des bâtiments à plusieurs étages.

Il nous a permis non seulement la détermination des caractéristiques dynamiques de la structure, mais aussi les efforts internes qui sollicitent chaque élément de la structure. Les efforts engendrés dans le bâtiment, sont ensuite utilisés pour ferrailer les éléments résistants suivant les combinaisons et les dispositions constructives exigées par la réglementation algérienne dans le domaine du bâtiment à savoir les Règles Parasismiques Algériennes "**RPA99/Version 2003**" et les Règles de Conception et de Calcul des Structures en Béton Armé "**CBA 93**".

CHAPITRE I:
PRESENTATION DE
L'OUVRAGE

I.1. Introduction:

Toute étude de projet d'un bâtiment dont la structure est en béton armé, a pour but d'assurer la stabilité et la résistance des bâtiments afin d'assurer la sécurité du bâtiment.

Cette étude il comporte trois grandes parties :

- Le pré dimensionnement et le calcul des éléments secondaires.
- L'étude dynamique du bâtiment.
- Le ferrailage des éléments principaux (poteaux, poutres, voiles, fondations).

I.2. Présentation de l'ouvrage :

L'ouvrage à étudier est un bâtiment composé d'un rez-de-chaussée et cinq étages à usage multiple (habitation 5 étages et commerce au niveau RDC) comportent chacun quatre appartements. Il est implanté au niveau de la commune d'Ahmed Rachdi la wilaya de Mila.

- la configuration du bâtiment présente une régularité en plan et en élévation.
- La structure du bâtiment est mixte (voiles - portiques) en béton armé
- Les planchers sont constitués par des dalles en corps creux assurant une grande rigidité et une fonction d'isolation acoustique et thermique.
- La cage d'escalier est droite, monte de RDC jusqu'au la terrasse, il est constitué de deux volées semblables et un palier de repos pour chaque étages.
- Les façades sont réalisées en double cloison par des éléments de briques comportant des ouvertures pour fenêtres à certains endroits.

I.3. Caractéristiques géométriques de la structure :

Les caractéristiques géométriques de la structure sont :

- La longueur en plan **24.74m.**
- La largeur en plan **19.70m.**
- La Hauteur de RDC **3.40m.**
- La Hauteur d'étage courant **3.10m.**
- La Hauteur totale du bâtiment (sans acrotère) **18.90m.**

Nous présentons dans les figures 1.1, 1.2, 1.3 respectivement une vue en plan du niveau RDC, une vue en plan des étages courants, et une vue en 3D de bâtiments.

I.4. Les données du site :

Le bâtiment est implanté dans une zone classée par le RPA 99/version 2003 comme :

- Une zone de moyenne sismicité (**Zone IIa**).
- L'ouvrage appartient au **groupe d'usage 2**.
- Le site est considéré comme meuble (**S3**).

- Contrainte admissible du sol $\bar{\sigma} = 2,00\text{bars.}$ (rapport de sol)

I.5. Hypothèses de calcul :

Les hypothèses de calcul adoptées pour cette étude sont :

Les principales hypothèses du calcul des sections en BA soumises a la flexion simple aux ELS sont les suivantes :

- Les sections planes restent planes,
- Il n'y a pas de glissement à l'interface béton - armatures,
- Le béton et l'acier sont considérés comme des matériaux élastiques,
- Le béton tendu est négligé,
- L'aire des aciers n'est pas déduite de celle du béton,
- L'aire des aciers est concentrée en son centre de gravité,
- Le coefficient d'équivalence $n = E_s/E_j$ est fixe forfaitairement a $n = 15$.

I.6. Caractéristiques mécaniques des matériaux :

I.6.1. Introduction :

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles techniques de conception, et de calcul des ouvrages en béton armé **CBA93**, ainsi que le règlement parasismique **Algérien RPA 99/version2003**.

I.6.2. Le Béton :

Le béton est un matériau constitué par le mélange, dans des proportions convenables de ciment, de granulats (sables et gravier) et de l'eau et éventuellement de produits d'addition (adjuvant).

Le matériau ainsi obtenu sera coulé et son durcissement aura les qualités suivantes :

- La résistance mécanique, essentiellement résistance à la compression simple, et pour certains usages spéciaux, la résistance à la traction.
- La résistance aux agents agressifs, eau de mer, acides, etc.,
- Les déformations instantanées et surtout différées, qui l'on souhaite généralement la plus faible possible.
- La maniabilité au moment de la mise en œuvre, que peut être définie comme l'aptitude du béton à remplir parfaitement le moule qui lui est offert sans ségrégation.
- L'on peut enfin rechercher certaines qualités spéciales, telles que la masse spécifique, aussi élevée que possible (béton lourd) ou aussi faible que possible (béton léger).

La composition courante d' 1m³ de béton est la suivante :

- **350 kg** de ciment de **CPA 325**.

- 400 kg de sable $D_s < 5 \text{ mm}$.
- 800 kg de gravillons 3/8 et 15/25.
- 175 L d'eau de gâchage.

Le béton obtenu aura une masse volumique qui varie entre 2200 Kg/m^3 et 2500 Kg/m^3

I.6.2.1 Résistance du béton à la compression :

Dans les constructions courantes, le béton est défini, du point de vue mécanique, par sa résistance caractéristique à la compression (à 28 jours d'âge noté " f_{c28} ") déterminée par essai sur éprouvettes cylindriques de 16 cm de diamètre et 32 cm de hauteur.

Selon le **C.B.A 93, A2.1.1.1** : Avant durcissement total à j jours tel que $j \leq 60$ jours, la résistance à la compression est :

$$\left\{ \begin{array}{l} f_{cj} = \frac{j}{4,76+0,83j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} \leq 40 \text{ MPa.} \\ \text{et} \\ f_{cj} = \frac{j}{1,4+0,95j} f_{c28} \text{ Pour } f_{c28} > 40 \text{ MPa.} \end{array} \right.$$

Pour : $j > 60$ jours, $f_{cj} = 1,1 f_{c28}$

Pour un dosage courant de 350 Kg/m^3 de ciment **CPA325**, la caractéristique en compression à 28 jours est estimée à 25 MPa ($f_{c28} = 25 \text{ MPa}$).

I.6.2.2 Résistance du béton à la traction :

Selon le **C.B.A 93, A2.1.1.2**, la résistance caractéristique à la traction du béton à l'âge de j jours est conventionnellement défini par la relation :

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

Cette formule étant valable pour les valeurs : $f_{cj} \leq 60 \text{ MPa}$

On aura donc pour :

$$\begin{array}{l} f_{c28} = 25 \text{ MPa.} \\ f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.} \end{array}$$

Pour : $f_{cj} > 60 \text{ MPa}$, $f_{tj} = f_{cj}^{2/3}$

I.6.2.3 Résistance minimale du béton : (C.B.A 93, A2.1.1.4)

La résistance caractéristique minimale f_{c28} doit être de 15 MPa quand on utilise des aciers de haute adhérence et de 12MPa lorsque l'on utilise des aciers lisses.

I.6.2.4 Contrainte limite :**a) Etat limite ultime :****➤ contrainte ultime de compression :**

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

$$f_{bu} = \frac{0,85 \cdot f_{cj}}{\theta \cdot \gamma_b}$$

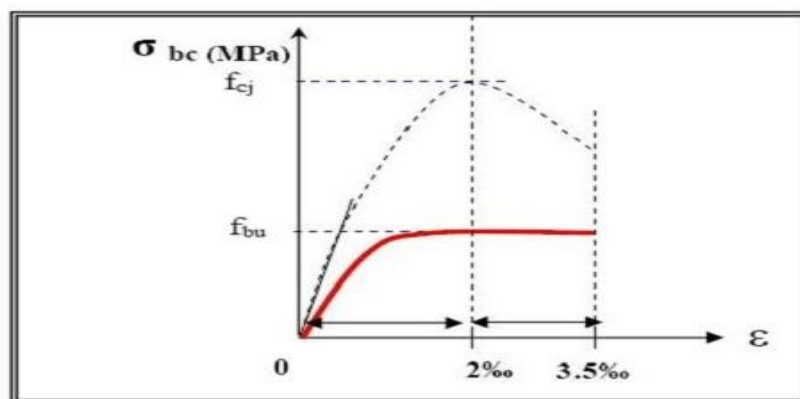


Figure I.1: Diagramme contraintes déformations du béton à l'ELU (CBA93 A.4.3.4.1)

f_{bu} : Contrainte ultime du béton en compression.

γ_b : Coefficient de sécurité.

$\gamma_b = 1.5$ pour les **combinaisons normales** et **1.15** pour les **combinaisons accidentelles**.

θ : Coefficient qui dépend de la durée d'application du chargement. Il est fixé à **1** lorsque la durée probable d'application de la combinaison d'actions considérée est supérieure à 24 h, **0.9** lorsque cette durée est comprise entre 1 h et 24 h, et à **0.85** lorsqu'elle est inférieure à 1 h.

$f_{bu} = 14,2$ MPa, pour une situation durable.

$f_{bu} = 18,5$ MPa, pour une situation accidentelle.

Tableau I.1 : Les résistances caractéristiques du béton à 28 jours

Résistance caractéristique à 28 jours en MPa		Résistance de calcul f_{bc} en MPa (pour $\theta = 1$)	
à la compression f_{c28}	à la traction f_{t28}	Situations durables ou transitoires	Situations accidentelles
16	1.56	9.1	11.8
18	1.68	10.2	13.3
20	1.80	11.3	14.8
25	2.10	14.2	18.5
30	2.40	17.0	22.2
40	3.00	22.7	29.6
50	3.60	28.3	37.0
60	4.20	34.0	44.3

➤ **contrainte ultime de cisaillement : (CBA93, A.5.1.2.1.1)** dans le cas où les armatures d'âme sont droites (c'est-à-dire perpendiculaire à la fibre moyenne) La contrainte ultime de cisaillement est limitée par : $\tau_u \leq \bar{\tau}_u$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.20 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \text{ et } 5 \text{ MPa} \right), \text{ cas normal (fissuration peu nuisible)}$$

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0.15 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} \text{ et } 4 \text{ MPa} \right), \text{ cas où la fissuration est préjudiciable, ou très préjudiciable}$$

b) Etat limite de service :

Les déformations nécessaires pour atteindre l'ELS sont relativement faibles et on suppose donc que le béton reste dans le domaine élastique. On adopte donc la loi de Hooke de l'élasticité pour décrire le comportement du béton à l'ELS, avec pour des charges de longue durée $E_b = E_{ij}$ et $\nu = 0,2$ (**coefficient de poisson**)

La résistance mécanique du béton tendu est négligée. De plus, on adopte en général une valeur forfaitaire pour le module de Young du béton égale à 1/15 de celle de l'acier.

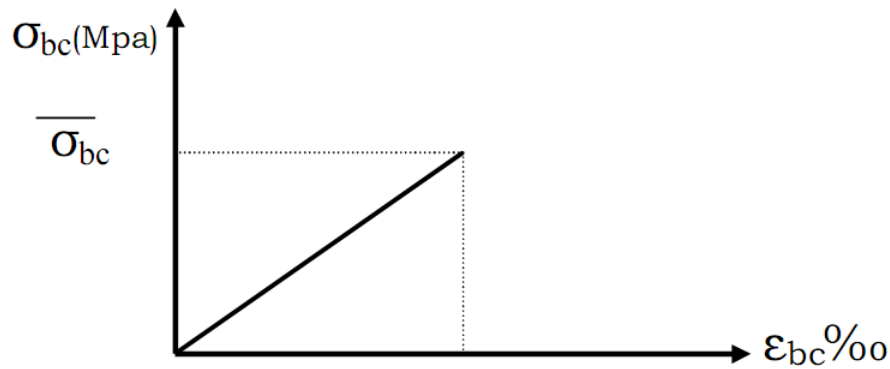


Figure I.2: Diagramme contrainte déformation du béton à l' ELS .

La contrainte limite de service en compression du béton est limitée par (C.B.A93 A4.5.2) :

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

Avec :

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

I.6.2.5 Modules de déformation longitudinale : (C.B.A 93, A2.1.2)

Nous distinguons les deux valeurs du module de Young instantané E_{ij} et différé E_{vj} .

Le module de Young instantané est utilisé pour les calculs sous chargement instantané de durée inférieure à 24 heures. Pour des chargements de longue durée (cas courant), on utilisera le module de Young différé, qui prend en compte artificiellement les déformations de fluage du béton. Celles-ci représentent approximativement deux fois les déformations instantanées. Le module de Young différé est pris égal à trois fois le module instantané:

$$E_{ij} = 3. E_{vj} ,$$

- le Module instantané : pour les charges appliques avant 24h.

$$E_{ij} = 11000. \sqrt[3]{f_{cj}} ,$$

- Le module différé : pour les charges de long de durée.

$$E_{vj} = 3700. \sqrt[3]{f_{cj}} ,$$

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

Donc :

$$E_{i28} = 32164,20 \text{ MPa}$$

$$E_{v28} = 10818,87 \text{ MPa}$$

I.6.2.6 Coefficient de Poisson : (C.B.A 93, A2.1.3)

La déformation longitudinale est toujours accompagnée d'une déformation transversale, le coefficient de poisson ν par définition, est le rapport entre la déformation transversale et la déformation longitudinale.

$\nu = 0,0$ dans le calcul des sollicitations à l'ELU (béton fissuré).

$\nu = 0,2$ dans le calcul des déformations à l'ELS.

I.6.3. L'acier :

L'acier est un alliage de fer et de carbone en faible pourcentage, son rôle est d'absorber les efforts de traction, de cisaillement et de torsion, on distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25 % de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à :

$E_s = 200\,000\text{ MPa}$.

Le tableau suivant nous donne quelques exemples d'aciers.

Tableau I.2 : quelques exemples d'aciers.

Type	Nuance	Limite élastique f_e (Mpa)	$\epsilon_{es}\%$
Barre HA	FeE40	400	1,74
Rond lisse	FeE22	215	0,935
	FeE24	235	1,02
Treillis	$\emptyset \leq 6\text{mm}$	520	2,261

I.6.3.1 Caractéristiques mécaniques :

Pour notre projet on prend des barres à haute adhérence (HA).FeE40, correspondant à des limites d'élasticité de **400 MPa** et pour les armatures transversales est un rond lisse FeE24(RL) correspondant à des limites d'élasticité de **235 MPa**

Le module d'élasticité longitudinale de l'acier est égale à : **$E_s = 200000\text{ Mpa}$**

I.6.3.2 Contrainte limite :

- **E.L.U :**

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte-déformation de la figure (1.6)

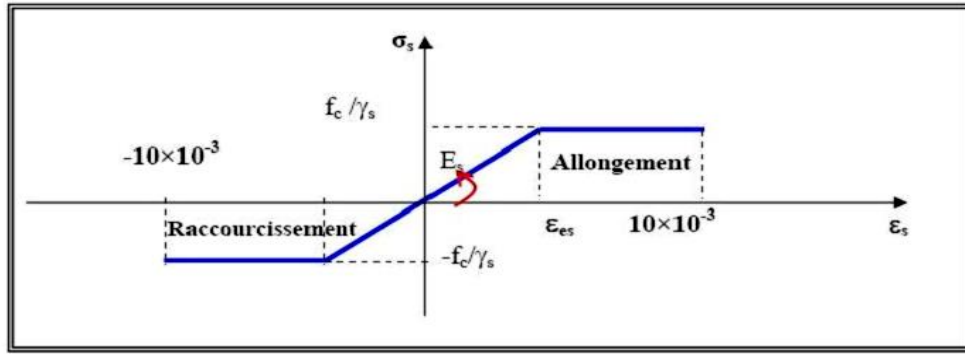


Figure I.3: Diagramme contrainte déformation de calcul de l'acier à l'ELU (C.B.A 93 A.2.2.2)

La contrainte limite des aciers est donnée par la formule suivante : $\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s}$

$$\left\{ \begin{array}{l} \gamma_s = 1 \text{ Pour les situations accidentelles.} \\ \gamma_s = 1,15 \text{ Pour le cas général.} \end{array} \right.$$

➤ E.L.S :

Pour l'état limite d'ouverture des fissures, la contrainte des armatures est limitée à :

- Fissuration non préjudiciable : Aucune vérification n'est à effectuer.
- Fissuration préjudiciable : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{MPa}$ (C.B.A A.4.5.3.3)
- Fissurations très préjudiciables : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{1}{2} f_e ; 90 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{MPa}$ (C.B.A.4.5.3.4)

$$\eta : \text{Coefficient de fissuration} = \left\{ \begin{array}{l} 1 \quad \text{Pour les ronds lisses.} \\ 1,6 \quad \text{pour les armatures à hautes adhérences.} \end{array} \right.$$

I.6.3.3 Protection des armatures (Art A.7-2 4 BAEL91) :

Dans le but d'avoir un bétonnage correct et prémunir les armatures des effets intempéries et des agents agressifs. On doit veiller à ce que l'enrobage (C) des armatures soit conforme aux prescriptions suivantes :

- $C \geq 5\text{cm}$: Pour les éléments exposés à la mer, aux embruns ou aux brouillards salins ainsi que pour les éléments exposés aux atmosphères très agressives.
- $C \geq 3\text{cm}$: Pour les éléments situés au contact d'un liquide (réservoir, tuyaux, canalisations)
- $C \geq 1\text{cm}$: Pour les parois situées dans des locaux non exposés aux condensations.

CHAPITRE II:
PREDIMENSIONNEMENT DES
ELEMENTS STRUCTUREUX.

II.1. Introduction :

Le pré dimensionnement a pour but “ **le pré calcul** ” des sections des différents éléments résistants. Il sera fait selon les règles du **CBA 93** et **le RPA99/version2003**, pour arriver à déterminer une épaisseur économique afin d’éviter un surplus d’acier et du béton.

Pour ce faire, nous commençons le pré-dimensionnement du sommet vers la base :

- Les planches ;
- Les poutres ;
- Les poteaux ;
- Les voiles ;

II.2. Pré dimensionnement des planchers :

Le plancher est une séparation entre les niveaux qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l’isolation phonique, thermique et l’étanchéité des niveaux extrêmes.

Pour le bâtiment étudié, deux types de planchers vont être utilisés :

- Plancher à corps creux en partie courante;
- Dalle pleine pour les balcons et cage d’escalier

II.2.1. Plancher à corps creux :

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé espacées de 65 cm, des corps creux en béton expansé (hourdis) et une table de compression de faible épaisseur en béton armé par un treillis soudé.

L’épaisseur du plancher **h** est obtenue par la formule empirique suivante :

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

L : La plus grande portée, ici **L = 330 cm**. Ce qui nous donne un plancher constitué de hourdis de 16 cm et une dalle de compression de 4 cm.

h = 20cm

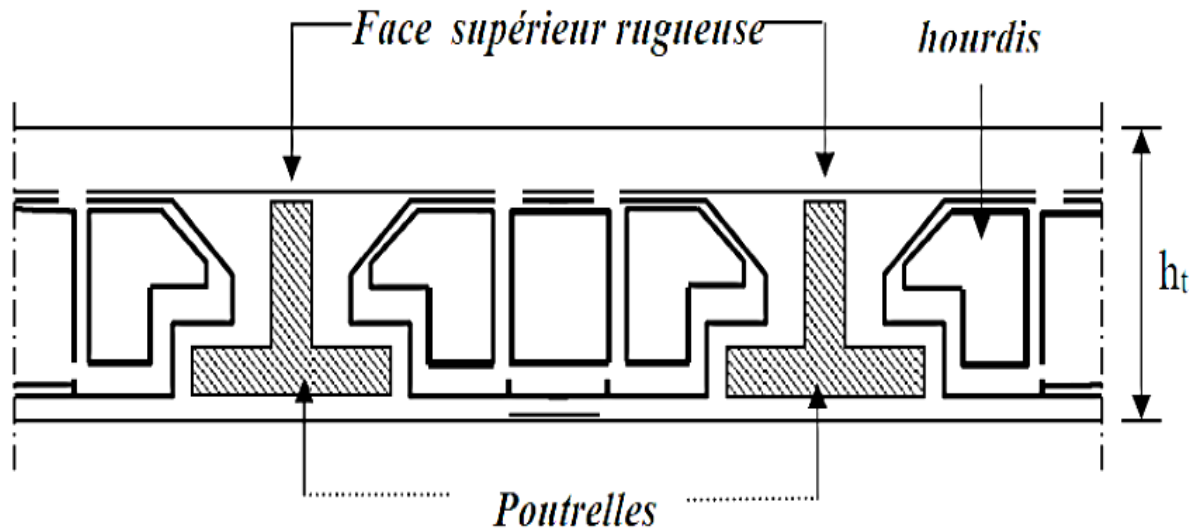


Figure II.1 : Coupe d'un plancher à corps creux.

II.2.2. Les poutrelles :

Les nervures sont en béton armé, coulées sur place, et reposant sur des poutres principales ou des voiles. La section transversale des nervures est assimilée à une section en (T). La disposition des poutrelles se fait selon deux critères :

- Sont disposées parallèlement à la plus petite portée (sens porteur, le plancher travaillant dans un seul sens).
- Si les poutres dans les deux sens sont égales alors on choisit le sens ou on a plus d'appuis (critère de continuité) car les appuis soulagent les moments en travée et diminuent la flèche.

La largeur de la dalle de compression b à prendre est définie par :

$$\frac{b_1 - b_0}{2} \leq \min \frac{L_x}{2} ; \frac{l_y}{10}$$

- b_0 : Largeur de la nervure.
- L_x : Distance entre nus des deux poutrelles.
- L_y : Distance entre nus d'appuis de la travée minimale des poutrelles.

On a: b_0 est compris entre $0.4h_t$ et $0.6h_t$ sachant que $h_t = 20 \text{ cm}$

$$b_0 = 10$$

$$L_x = 65 - b_0 = 55 \text{ cm},$$

$$L_y = 330 \text{ cm}.$$

$$b_1 \leq \min \left(\frac{L_x}{2} ; \frac{l_y}{10} \right) \Rightarrow b_1 \leq \min \left(\frac{55}{2} ; \frac{330}{10} \right)$$

$$\rightarrow b_1 \leq \min (27.5; 33)$$

$$\text{Soit : } b_1 = 27.5 \text{ cm } b \leq 2 \times b_1 + b_0 = 2 \times 27.5 + 10 = 65 \text{ cm}$$

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

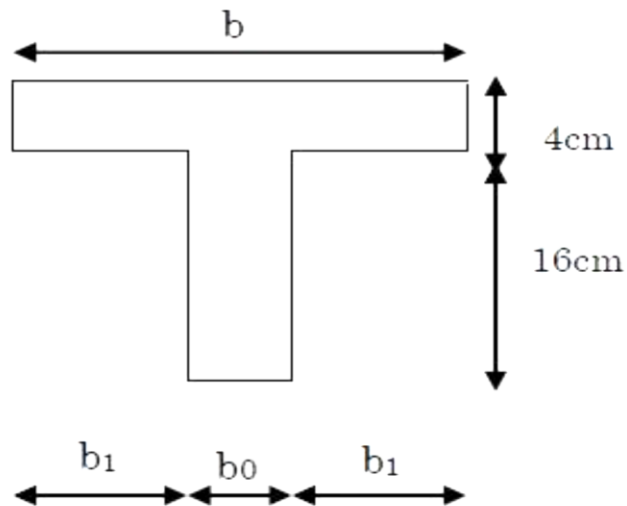


Figure II.2 : Schéma d'une poutrelle.

II.2.3. Les dalles pleines (les balcons):

Ce type de plancher va être utilisé pour les balcons, sont des éléments horizontaux d'épaisseur mince en béton armée coulés sur place.

➤ l'épaisseur doit vérifier deux conditions :

- La condition de résistance, donnée en fonction de la nature des appuis sur lesquels repose la dalle, dans notre cas les dalles sont sur deux à trois appuis :

$$\frac{L}{35} \leq h \leq \frac{L}{30}$$

Ici, $L = 330 \text{ cm}$.

- Conditions supplémentaires dues à l'incendie, pour résister :

$$\left(\begin{array}{l} 7\text{cm pour 1 heure de coupe - feu} \\ 11\text{cm pour 2 heures de coupe - feu} \end{array} \right)$$

Pour satisfaire à ces conditions, nous adoptons l'épaisseur suivante :

$h=15\text{cm}$

II.3. Les poutres :

Les poutres de notre bâtiment sont des éléments en béton armé de section rectangulaire elles sont susceptibles de transmettre aux poteaux les efforts dus aux chargements verticaux ramenés par les planchers.

Les poutres seront pré dimensionnées selon les formules empiriques données par CBA93 et vérifiées par la suite selon le **RPA99 (v2003)**.

II.3.1. Poutres principales porteuses (sens transversale):

D'après le CBA93:

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t : \text{hauteur de la poutre.}$$

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{largeur de la poutre.}$$

Avec :

L : portée maximale de poutre.

Nous avons : **L = 5,20m.**

$$\left\{ \begin{array}{l} L/15 = 520/15 = 34,66\text{cm} \\ L/10 = 520/10 = 52\text{cm} \end{array} \right. \Longrightarrow 34,66\text{cm} \leq h_t \leq 52\text{cm.}$$

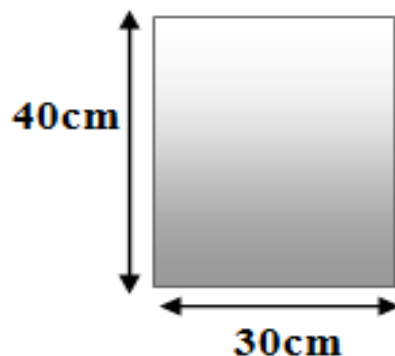
On prend **h=40 cm.**

$$\left\{ \begin{array}{l} 0,3h_t = 0,3 \times 40 = 12\text{ cm} \\ 0,7h_t = 0,7 \times 40 = 28\text{ cm} \end{array} \right. \Longrightarrow 12\text{ cm} \leq b \leq 28\text{ cm.}$$

On prend **b=30cm**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/V2003 suivant

$$\left\{ \begin{array}{l} b \geq 20\text{ cm.} \Rightarrow b = 30\text{cm} > 20\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifie.} \\ h \geq 30\text{ cm.} \Rightarrow h = 40\text{cm} > 30\text{cm} \dots\dots\dots\text{vérifie.} \\ h/b \leq 4 \Rightarrow 40/30 = 1,33 < 4 \dots\dots\dots\text{vérifie.} \end{array} \right.$$



II.3.2. Poutres secondaires (non porteuses) :

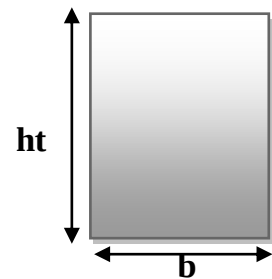
D après le CBA93:

$$L/15 \leq h_t \leq L/10 \quad h_t : \text{hauteur de la poutre.}$$

$$0.3h_t \leq b \leq 0.7h_t \quad b : \text{largeur de la poutre.}$$

Avec : **L** : portée maximale de poutre.

Nous avons : **L = 3.30m.**



$$\begin{cases} L/15 = 330/15 = 22 \text{ cm} \\ L/10 = 330/10 = 33 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 22 \text{ cm} \leq h_t \leq 33 \text{ cm.}$$

On prend **h=35 cm.**

$$\begin{cases} 0.3h_t = 0.3 \times 35 = 10.5 \text{ cm} \\ 0.7h_t = 0.7 \times 35 = 24.5 \text{ cm} \end{cases} \Rightarrow 10.50 \text{ cm} \leq h_t \leq 24.5 \text{ cm}$$

On prend **b=30 cm.**

Les dimensions des poutres doivent respecter l'article 7.5.1 de RPA99/V2003 suivant :

$$\begin{cases} b \geq 20 \text{ cm.} & \Rightarrow b = 30 \text{ cm} > 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie.} \\ h \geq 30 \text{ cm.} & \Rightarrow h = 35 \text{ cm} > 30 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{vérifie.} \\ h/b \leq 4 & \Rightarrow 35/30 = 1,16 < 4 \dots\dots\dots \text{vérifie.} \end{cases}$$

II.3.3. poutre palière :

Les dimensions de la poutre sont :

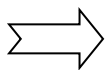
$$L/15 \leq h \leq L/10$$

On a : **L=330cm** alors : **22cm ≤ h ≤ 33cm.**

On prend : **h=35cm.**

La largeur de poutre : **0.3h ≤ b ≤ 0.8h.** donc : **10.5cm ≤ b ≤ 28cm**

On adopte: **b= 30cm.**



- **Poutres principales : (b×h) = (30×40) cm²**
- **Poutres secondaires : (b×h) = (30×35) cm²**
- **Poutre palière : (b×h) = (30×35) cm²**

II.4. les poteaux :

Les poteaux sont des éléments structuraux chargés de transmettre les charges verticales aux fondations et du contreventement total ou partiel du bâtiment.

❖ D'après les conditions de **RPA 99/V 2003 Art 7.4.1**

La zone séismique est IIa, donc il faut vérifier les trois conditions suivante :

✓ $\text{Min}(b; h) \geq \frac{h_e}{20} \dots\dots\dots(1)$

✓ $\frac{1}{4} < \frac{b}{h} < 4 \dots\dots\dots(2)$

✓ $\text{Min}(b; h) \geq 25\text{cm} \dots (3)$

b=30cm, On propose : **h=40cm**

• **La vérification:** (RPA99 /V2003-art-7.4.1)

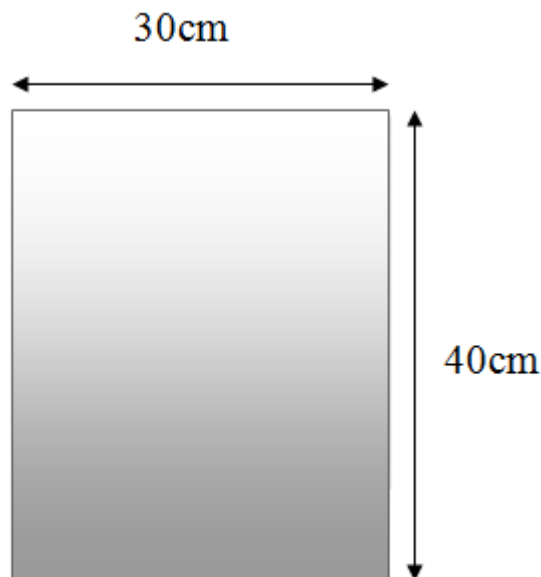
$$\left\{ \begin{array}{l} \bullet \quad \text{Min}(b; h) = \text{Min}(30; 40) = 30 \\ \bullet \quad \frac{h_e}{20} = \frac{340-40}{20} = 15 \end{array} \right. \quad \Longrightarrow \quad 30 > 15 \dots\dots\dots \text{CV (1)}$$

$$\frac{b}{h} = \frac{30}{40} = 0.75 \quad \Longrightarrow \quad 0.25 < 0.75 < 4 \dots\dots\dots \text{CV(2)}$$

$$\text{Min}(b, h) = \text{Min}(30; 40) = 30 > 25\text{cm} \dots\dots\dots \text{CV(3)}$$

○ les trois conditions signalées si-haut sont vérifiées donc les dimensions des poteaux rectangulaires sont:

b = 30 cm , h = 40cm



II.4.1. Evaluation des charges :**II.4.1.1. Les charges permanentes :****❖ Plancher terrasse :****Tableau II.1:** charge de plancher terrasse

N	Composants de plancher corps creux	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Protection gravillon	0,05	1500	85
2	Etanchéité multicouche	0,02	600	12
3	Forme de pente	0,04	2200	220
4	Isolation thermique en liège	0,04	400	16
5	Plancher à corps creux (16+4)	/	/	280
6	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
Charge total				G = 633 kg/m²

❖ La charge permanente totale pour le plancher terrasse accessible a corps creux est :

$G=6.33\text{KN/m}^2$

❖ Etage courant :**Tableau II.2:** charge de plancher étage courant.

N	Composants de plancher dalle pleine	E(m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G kg/m ²)
1	carrelage	0.02	2200	44
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher dalle pleine	/	/	280
5	Enduit en plâtre	0.02	1300	26
6	Cloisons légères	/	/	75
Charge total				G=5.01 kg/m²

❖ La charge permanente totale pour l'étage courant à corps creux est :

$G=5.01\text{KN/m}^2$

❖ Dalle pleine (balcon) :

Tableau II.3: charge de la dalle pleine (balcon).

N	Composants de plancher corps creux	e (m)	$\rho(\text{kg/m}^3)$	G (kg/m ²)
1	carrelage	0.02	2000	40
2	Mortier de pose	0.02	2000	40
3	Lit de sable	0.02	1800	36
4	Plancher dalle pleine	0.15	2500	375
Charge total				G=495 kg/m ²

❖ La charge permanente totale pour la dalle pleine est : $G = 495 \text{ Kg/m}^2$

❖ Mur extérieur (double parois en briques creuses) :

Tableau II.4: charge de mur extérieur.

N	Composants de plancher corps creux	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	1800	36
2	Brique creuse	0,15	900	135
3	Brique creuse	0,10	900	90
4	Enduit en plâtre	0,02	1000	20
Charge totale				G = 281 Kg/m ²

❖ La charge permanente totale qu'on a est :

$$G=2.81\text{KN/m}^2$$

Tableau II.5: charge de mur intérieur.

N	Composants de plancher corps creux	e (m)	P (kg / m ³)	G (kg/m ²)
1	Enduit de ciment	0,02	1800	36
2	Brique creuse	0,10	900	90
3	2 Enduit en plâtre	0,02	2*1000	40
Charge totale				G = 166 Kg/m ²

❖ La charge permanente totale de mur intérieur est : $G = 166 \text{ Kg/m}^2$

II.4.1.2. La charge d'exploitations :

- La charge d'exploitation à prendre dans le cas d'un plancher terrasse inaccessible est $Q=1 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre pour l'étage courant est $Q=1.5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation à prendre pour les balcons est $Q=3.5 \text{ KN/m}^2$.
- La charge d'exploitation des escaliers est $Q = 2.5\text{KN/m}^2$.

II.4.2. Descente de charges :

La descente de charge est le chemin suivi par les différentes actions (charges et surcharges) du niveau le plus haut de la structure jusqu'au niveau le plus bas avant sa transmission au sol. On

effectuera la descente de charges pour le poteau le plus sollicité et qui a souvent la plus grande surface afférente.

II.4.2.1. Loi de dégression des charges (DTR.B.C2.2.art.6.3)

Soit **Q₀** la surcharge d'exploitation sur la terrasse couvrant le bâtiment.

Q₀, Q₁Q_n sont les charges d'exploitation respectivement des planchers d'étage **1,2.....n** numéroté à partir du sommet du bâtiment.

Q à chaque niveau est déterminé comme suit :

Sous la terrasse.....**Q₀**.

Sur le dernier étage.....**Q₀+Q₁**.

Sur l'étage immédiatement inférieur**Q₀+0.95 (Q₁+Q₂)**.

Sur l'étage immédiatement inférieur.....**Q₀+0.9 (Q₁+Q₂+Q₃)**.

Pour $n \geq 5$**Q₀ + (3+n)/2 * n(Q₁+Q₂+.... +Q_n)**.

Lorsque la charge d'exploitation est la même (comme notre cas) pour tous les étages, la loi de dégression ci-dessus est équivalente à la règle usuelle dans laquelle les charges d'exploitation de chaque étage sont réduites dans les proportions indiquées ci-dessous :

Pour la terrasse **Q₀**

Pour le dernier étage**Q**

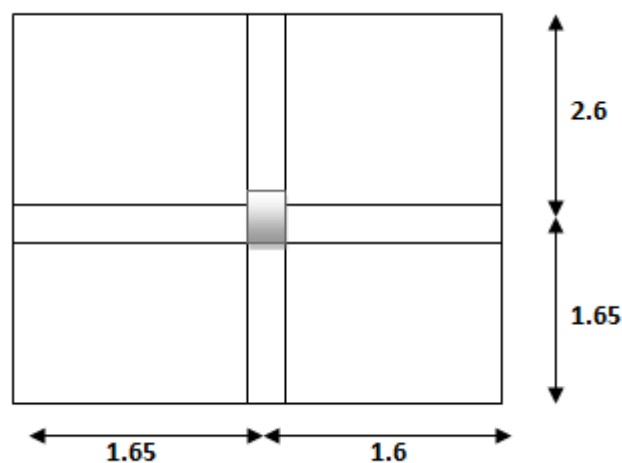
Pour l'étage immédiatement inférieur.....**0.90 Q**

Pour l'étage immédiatement inférieur.....**0.80 Q**

II.4.2.2. Poteau intermédiaire :

La surface afférente pour la charge Permanente :

$$S = \left(\frac{3.30}{2} + \frac{3.20}{2} \right) \left(\frac{3.30}{2} + \frac{5.50}{2} \right) = 13.81 = 14 \text{ m}^2$$



II.4.2.3. Descente de charges du Poteau intermédiaire :

Tableau II.6: Descente de charges du Poteau intermédiaire.

section	étage	L'élément	G (kN)	Q (kN)		
0 - 0	La terrasse	Plancher : 6,33*14	88,62	/		
		Pp : 25*0,30*0,40*4,25	12,75	/		
		Ps : 25*0,30*0,35*3,25	8,53	/		
		Surcharge :	/	14	1	14
total		/	109,90			14
1 - 1	Etagé courant	Revenant : 0-0	109,90			14
		Plancher courant : 5,01*14	70,14	/		
		Pp : 25*0,30*0,40*4,25	12,75	/		
		Ps : 25*0,30*0,35*3,25	8,53	/		
		Poteau : 25*0,30*0,40*(3,10-0,4)	8,10	/		
		Surcharge :	/	21	1	21
total		/	209,42			35
2 – 2	Etagé courant	Revenant : 1-1	209,42			35
		Plancher courant : 5,01*14	70,14	/		
		Pp : 25*0,30*0,40*4,25	12,75	/		
		Ps : 25*0,30*0,35*3,25	8,53	/		
		Poteau : 25*0,30*0,40*(3,10-0,4)	8,10	/		
		Surcharge :	/	21	0.9	18.90
total		/	308,94			53.90
3 - 3	Etagé courant	Revenant : 2-2	308,94			53.90
		Plancher courant : 5,01*14	70,14	/		
		Pp : 25*0,30*0,40*4,25	12,75	/		
		Ps : 25*0,30*0,35*3,25	8,53	/		
		Poteau : 25*0,30*0,40*(3,10-0,4)	8,10	/		
		Surcharge :	/	21	0.8	16.80
total		/	408,46			70.70
4 – 4	Etagé courant	Revenant : 3-3	408,46			70.70
		Plancher courant : 5,01*14	70,14	/		
		Pp : 25*0,30*0,40*4,25	12,75	/		
		Ps : 25*0,30*0,35*3,25	8,53	/		
		Poteau : 25*0,30*0,40*(3,10-0,4)	8,10	/		
		Surcharge :	/	21	0.7	14.70
total		/	507,98			85.40
5 - 5	Etagé courant	Revenant : 4-4	507,98			85.40
		Plancher courant : 5,01*14	70,14	/		
		Pp : 25*0,30*0,40*4,25	12,75	/		
		Ps : 25*0,30*0,35*3,25	8,53	/		
		Poteau : 25*0,30*0,40*(3,10-0,4)	8,10	/		
		Surcharge :	/	21	0.6	12.60
total		/	607,50			98
6 - 6	Etagé courant	Revenant : 5-5	607,50			98
		Poteau : 25*0,30*0,40*(3,40-0,40)	9,00	/		
		surcharge		21	0.5	10.5
total		/	616,50			108.5

Combinaison des charges :

- **ELU :**

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

$$N_u = (1,35 \times 616,50) + (1,50 \times 108,5)$$

$$N_u = 995.02 \text{ KN}$$

Selon le **CBA93 (art.13.8.1.1)** on doit majorer pour les poteaux intermédiaire l'effort de compression ultime N_u a 10% telle que :

$$N_u = 1.1 \times 995.02 = 1094.52 \text{ KN}$$

- **ELS :**

$$N_{ser} = G + Q$$

$$N_{ser} = 616.50 + 108.5$$

$$N_{ser} = 725 \text{ KN}$$

Vérification :

L'effort ultime N_u supporté par un poteau quelconque doit satisfaire la condition suivante :

$$Br \geq \frac{k \times N_u \times \beta}{\frac{f_{bc}}{0.9} + 0.85 \left(\frac{f_e}{\gamma_s} \right) \times \frac{A}{B}}$$

Tel que :

B_r : Section réduite de béton obtenue en retirant 1cm d'épaisseur sur toute la périphérie du poteau.

$$f_{bc}: 0.85 \left(\frac{f_{c28}}{\gamma_b} \right) \approx 14.2 \text{ MPA}$$

f_e : Limite d'élasticité de l'acier utilise = 400MPa

$$\gamma_b = 1.5$$

$$\gamma_s = 1.15$$

A : section d'aciers comprimés.

B : section du béton. $\frac{A}{B} = 1\%$

β : coefficient de correction dépendant de l'élancement mécanique λ des poteaux qui prend les valeurs $\beta = 1 + 0,2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2$

K=1 car moins de la moitié des charges est appliquée avant 90 jours.

Nu : effort ultime évalué par combinaison des charges et surcharges appliquées (le tableau récapitulatif relatif aux charges et surcharges retenues pour la descente de charges sera détaillé dans le chapitre suivant.

$$Br \geq \frac{1 \times Nu \times 1.122}{\frac{14.2}{0.9} + 0.85 \left(\frac{400}{1.15} \right) \times \frac{1}{100}}$$

$$Br \geq 0.059Nu$$

$$Br = 30 \times 40 = 1200 \text{ cm}^2 > Br = 0.059Nu = 645.7 \text{ cm}^2 \text{CV}$$

II.4.3. Vérification des poteaux au flambement :

Lorsque un poteau élance est soumise a un effort de compression, il se produit un phénomène d'instabilité transversale c'est le flambement :

Cette instabilité dépend de :

- ✓ La longueur de flambement
- ✓ La section (caractéristique géométriques)
- ✓ La nature des appuis

Le non flambement, consiste à vérifier la condition suivante :

$$\lambda = \frac{l_f}{i} \leq 50$$

Avec :

λ : Élancement du poteau ;

l_f : Longueur de flambement ; ($l_f = 0,7 \cdot l_0$)

l_0 : l' hauteur de poteau (l'hauteur libre d'étage)

i : Rayon de giration de la section transversale ($i = \sqrt{\frac{I}{B}}$)

B : aire de la section transversale du Poteau ($B = b \cdot h$)

I : Moment d'inertie de la section transversale dans le plan de flambement

$$(I = \frac{hb^3}{12})$$

b : petit coté du poteau

h : grand coté du poteau

Dans notre projet **touts les poteaux sont rectangulaires** donc :

- $i = \sqrt{\frac{I}{B}} = \sqrt{\frac{\frac{hb^3}{12}}{b \cdot h}} = \sqrt{\frac{b^2}{12}} = \frac{b}{\sqrt{12}}$
- $\lambda = \frac{l_f}{i} = \frac{0,7 \cdot l_0}{\frac{b}{\sqrt{12}}} = \frac{0,7 \cdot l_0 \cdot \sqrt{12}}{b} \leq 50$

- $\lambda = \frac{l_f \sqrt{12}}{b} = \frac{0,7 \times 340 \times \sqrt{12}}{30} = 27,48 < 50$ (pas de risque de flambement) .

II.5. Les voiles :

Les voiles sont des éléments résistants de type plan dont la capacité de reprendre les efforts horizontaux est très importante vu la grande inertie de leurs sections horizontales. Le pré dimensionnement des voiles se fait par des formules empiriques sur les dimensions minimales en fonction de la hauteur d'étage **he** et les conditions d'abouts du voile (conditions de rigidité des extrémités) :

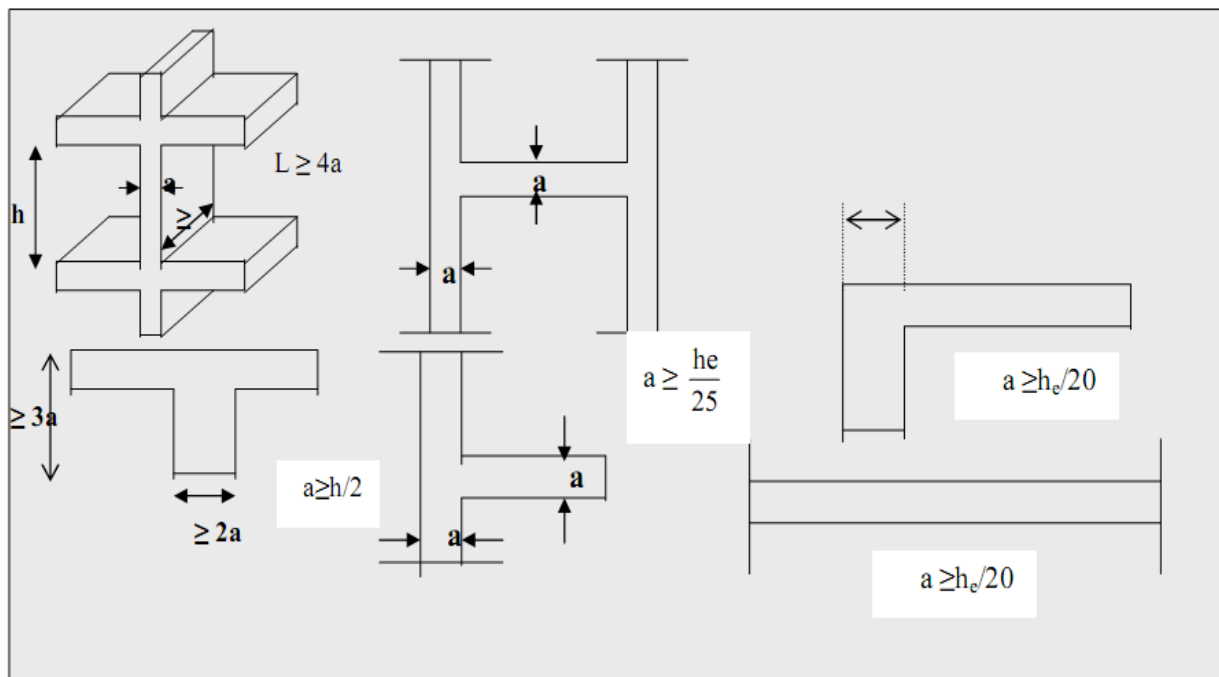
D'après l'article 7.7.1 de RPA 99/Version2003.

Sont considérés comme voiles les éléments satisfaisants la condition **L > 4a** telle que :

L : longueur de voile

a : épaisseur de voile.

L'épaisseur minimale du voile est de 15 cm, de plus l'épaisseur doit être déterminée en fonction de la hauteur libre d'étage **he** et des conditions de rigidité aux extrémités selon les formules suivantes :



Dans notre cas :

Sens longitudinal **he = 3,05 m**

Sens transversal **he = 3,05 m**

$$\left\{ \begin{array}{l} a \geq h/25 = 300/25 = 13.63 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 13.63 \text{ cm} \\ a \geq h/22 = 305/22 = 13,86 \text{ cm} \Rightarrow a \geq 13.86 \text{ cm} \\ a \geq \max (e_{\min}, h_e/25, h_e/22, h_e/20) \\ a \geq \max (15.00 ; 13.63 ; 13.86) \text{ cm.} \end{array} \right.$$

Donc on adopte :

a = 20 cm

Il nous reste à vérifier les exigences du RPA 99 version 2003 concernant le rapport entre la longueur et l'épaisseur des voiles :

- Sens longitudinal : $L_{\min} = 170 \text{ cm} > 4 a = 4 \times 20 = 80 \text{ cm}$ (**Vérifié**).
- Sens transversal : $L_{\min} = 270 \text{ cm} > 80 \text{ cm}$. (**Vérifié**).

CHAPITRE III:
CALCUL DES
ELEMENTS SECONDAIRE

III.1. Introduction:

Les éléments secondaires sont les éléments qui n'ont pas une fonction porteuse ou de contreventement. Ce sont des éléments en maçonnerie comme les cloisons et les murs de façade.

Le calcul des éléments secondaires se fait généralement sous l'action des charges permanentes et des surcharges d'exploitations dont le détail est donné dans le chapitre N°2. Cependant, certains doivent être vérifiés sous l'action de la charge sismique (la composante verticale ou horizontale) comme ils doivent répondre aux dispositions constructives de la réglementation parasismique.

Dans le présent chapitre, on va aborder le calcul des éléments secondaires suivants :

- L'acrotère ;
- Les dalles pleines des balcons ;
- Les escaliers ;
- Les planchers à corps creux (poutrelles et table de compression) ;

III.2 calcul de l'acrotère :

III.2.1 Introduction :

L'acrotère est un élément non structural contournant le sommet du bâtiment conçu pour la protection de la ligne conjonctif entre lui même et la forme de pente contre l'infiltration des eaux pluviales.

Il est réalisé en béton armé. Soumis à son poids propre et à une surcharge horizontale due à la main courante. Il est assimilé à une console encastrée au plancher terrasse. La section la plus dangereuse se trouve au niveau de l'encastrement. Le calcul se fera en flexion composée dans la section d'encastrement pour une bande de 1 m linéaire. La fissuration est considérée comme préjudiciable car l'acrotère est soumis aux intempéries.

Les dimensions de l'acrotère sont données dans la figure. 3.1.

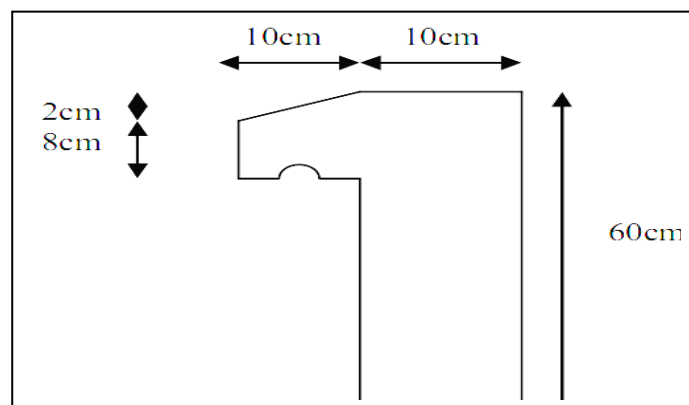


Figure III.1: Coupe sur l'acrotère.

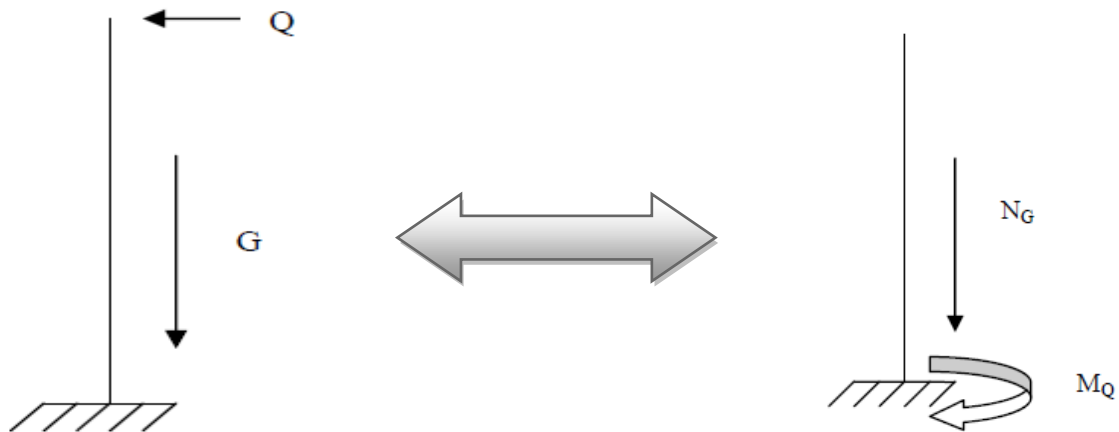


Figure III.2 : Schéma statique de l'acrotère.

III.2.2 Evaluation des Charges:

Effort normal dû au poids propre(G):

$$G = \rho \cdot s$$

ρ : Masse volumique du béton = 25KN/m³

S : Section longitudinale de l'acrotère.

$$S = 0,6 \cdot 0,1 + \frac{(0,1+0,05) \cdot 0,1}{2} = 0,0675 \text{ m}^2$$

$$G = 25 \times 0,0675 = 1,69 \text{ KN/ml.}$$

Effort horizontal dû à la main courante : $Q = 1 \text{ KN/ml}$

III.2.3 Calcul des sollicitations :

❖ Etat limite ultime (E.L.U) :

G : effort qui stabilise l'acrotère donc il n'y a pas de majoration de la charge permanente.

- Effort normal de compression dû à G : $N_u = 1,35 \times 1,69 = 2,28 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_u = 1,5 \times 1 \times 0,6 = 0,9 \text{ KN.m}$

3.2.3.2 Etat limite de service (E.L.S) :

- Effort normal de compression dû à G : $N_s = 1,69 \text{ KN/ml}$
- Moment de renversement dû à Q : $M_s = 1 \times 1 \times 0,6 = 0,6 \text{ KN.m}$

III.2.4. Calcul de Ferrailage :

- Le calcul de l'acrotère se fait pour une bande unitaire c'est-à-dire de 1m de largeur.
- La fissuration est considérée comme préjudiciable, en plus l'élément est exposé aux intempéries donc l'enrobage (c) est pris égale à 2cm.
- Il consiste à l'étude d'une section rectangulaire soumise à la flexion composée.

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

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

$$d = h - c = 8 \text{ cm} .$$

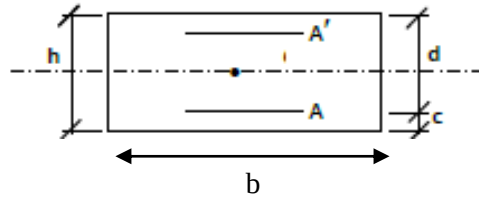


Figure III.3 : section transversale de l'acrotère.

➤ **Calcul de l'excentricité :**

Selon l'article **A.4.3.5CBA93**, en adoptant une excentricité totale de calcul :

$$e = e_1 + e_2$$

e_1 : Excentricité (dite du premier ordre) de la résultante des contraintes normales, y compris l'excentricité additionnelle définie ci-dessous

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} + e_a$$

e_a : Excentricité additionnelle.

e_2 : Excentricité dus aux effets du second ordre, liés à la déformation de la structure.

$$e_1 = \frac{M_u}{N_u} = \frac{0,9}{2,28} = 0,394 \text{ m} = \mathbf{39,4 \text{ cm}}$$

$$\frac{h}{6} = \frac{0,1}{6} = 0,016 \text{ m} = \mathbf{1,6 \text{ cm}}$$

$e_1 = 39,4 \text{ cm} > \frac{h}{6} = 1,6 \text{ cm} \Rightarrow$ la section est **partiellement comprimée**, elle sera calculée en flexion simple sous l'effet d'un moment fictif (M_{fic}) puis on se ramène à la flexion composée.

➤ **Calcul de flexion simple :**

Moment fictif (M_{fic}):

$$M_{fic} = M_u + N_u \cdot y$$

y : la distance entre le centre de gravité de la section transversale de l'acrotère et le centre de gravité des armature tendue.

$$y = d - \frac{h}{2} = 8 - \frac{10}{2} = 8 - 5 = 3 \text{ cm}$$

$$M_{fic} = 0,9 + (2,28 \times 0,03) = \mathbf{0,968 \text{ KN.m}}$$

$$\mu_{fic} = \frac{M_{fic}}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}} = \frac{0,968}{1 \times 80^2 \times 14,2} \times 1000 = 0,0106 \text{ (moment réduite fictif)}$$

$\mu_{fic} = 0,0106 < \mu_{AB} = 0,186$ (le μ_{AB} est une le signe de référence) ➔ section simplement armé, donc $\hat{A}_s = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

$$\alpha_{fic} = 1,25 \cdot (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,0106}) = 0,013$$

$$\beta_{fic} = 1 - 0,4\alpha_{fic} = 1 - 0,4 \times 0,013 = 0,995$$

$$A_{sfic} = \frac{M_{fic}}{\beta_{d.\sigma s}} = \frac{0,968 \times 1000}{0,995 \times 8 \times 348} = 0,35 \text{ cm}^2$$

$$A_{sfic} = 0,35 \text{ cm}^2$$

donc les armatures au flexion composé A_s sont :

$$A_s = A_{sfic} - \frac{N_u}{\sigma_s} = 0,35 - \frac{2,28.10}{348} = 0,35 - 0,065 = 0,285 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 0,285 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité (CBA93 A 4.2.1):**

$$A_{scal} \geq A_{min}$$

$$A_{min} = 0,23.b.d.f_{t28}/f_e = 0,23 \times 100 \times 8 \times 2,1/400 = 0.966 \text{ cm}^2$$

$$A_{calcul} = 0,285 \text{ cm}^2 < A_{min} = 0.966 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

Donc on adopte un ferrailage de l'acrotère : $A_{s\text{adopté}} = 4T8 = 2,01 \text{ cm}^2$

➤ **Espacement des barres :**

$$s_t \leq \min(3 h_t, 33 \text{ cm})$$

$$s_t \leq \min(3.10 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

$$\text{soit : } S_t = 25 \text{ cm}$$

➤ **les Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{s\text{adopté}}}{4} = \frac{2.01}{4} = 0.50 \text{ cm}^2$$

Soit: pour chaque 25cm.

$$\text{Alors : } A_r = 3T8 = 1,51 \text{ cm}^2$$

➤ **Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1.2.1.1)**

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

τ_u : contrainte de cisaillement ultime de calcule.

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement ultime admissible.

Nous avons une **fissuration préjudiciable**, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 4 \text{ Mpa})$$

$$0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,15 \times \frac{25}{1,5} = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(2,5 ; 4 \text{ Map}) = 2,5 \text{ Mpa} \quad \tau_u = \frac{v_u}{b.d}$$

v_u : l'effort tranchant ultime a la base de l'acrotère

$$v_u = 1,5.Q = 1,5 \times 1 = 1,5 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{1,5}{1 \times 80} = 0,019 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,019 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armature transversale ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

➤ **Vérification des contraintes à ELS :**

l'acrotère est exposé aux intempéries, donc la fissuration est considérée comme préjudiciable.

Pour le béton : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 0,6.f_{c28} = 0,6 \cdot 25 = 15 \text{ Mpa}$ (C.B.A93 A4.5.2).

Pour l'acier : $\sigma_{st} \leq \bar{\sigma}_{st} = \min \left(\frac{2}{3} f_e ; 110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} \right) \text{ Mpa}$ (C.B.A A.4.5.3.3).

$$\frac{2}{3} f_e = \frac{2}{3} \times 400 = 266,66 \text{ MPA}$$

$$110 \sqrt{\eta \cdot f_{tj}} = 110 \sqrt{1,6 \times 2,1} = 201,63 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_{st} = \min \{266,66 \text{ MPA} ; 201,63 \text{ MPA}\} \quad \text{donc :} \quad \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa}$$

Calcul σ_{bc} et σ_{st} :

$$\sigma_{bc} = k \cdot y_{ser}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k (d - y_{ser})$$

K : coefficient angulaire de contrainte

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

I : le moment d'inertie de la section homogène réduit

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15 [A_s (d - y_{ser})^2 + A_s' (y_{ser} - d')^2]$$

y_{ser} : distance entre l'axe neutre et la fibre la plus comprimée (supérieure)

Les données sont :

$$N_{ser} = 1,69 \text{ KN}$$

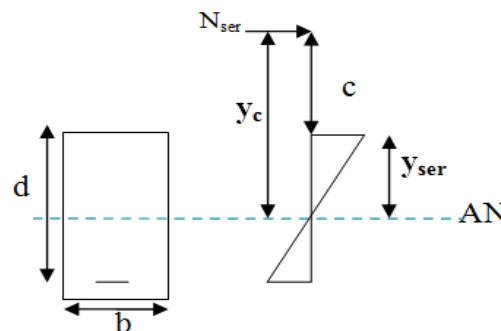
$$M_{ser} = 0,9 \text{ KNm}$$

$$A_s = 0$$

$$A_s = 4\phi 8 = 2,01 \text{ cm}^2$$

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

$$d = 8 \text{ cm}$$



• **Détermination de y_c (distance entre le centre de pression et l'axe neutre de la section**

)En écrivant le bilan des efforts appliqués à la section on a :

$$y_c^3 + p \cdot y_c + q = 0 \text{ [pratique du BAEL 91 cours avec exercices corrigés. page 112]}$$

y_c est la solution de l'équation

$$p = -3c^2 - 90A_s'(c-d')/b + 90A_s(d-c)/b$$

et

$$q = -2c^3 - 90A_s'(c-d')^2/b - 90A_s(d-c)^2/b$$

c: distance de centre de pression à la fibre supérieure

$$c = d - e_A$$

$$e_A = d - \frac{h}{2} + e_s$$

$$\text{on a : } e_s = \frac{M_{ser}}{N_{ser}} = \frac{0,6}{1,69} = 0,355\text{m} = 35,5\text{cm}$$

$$e_A = 8 - \frac{10}{2} + 35,5 = 38,5 \text{ cm}$$

$$c = 8 - 38,5 = -30,5 \text{ cm}$$

On aura :

$$P = -3(-30^2) - 0 + 90.2,01(8+30)/100 = -2631,26 \text{ cm}^2$$

$$q = -2(-30^3) + 0 - 90.2,01(8+30)^2 = 51387,8 \text{ cm}^2$$

Et l'équation deviendra :

$$y_c^3 + -2631,26y_c + 51387,8 = 0$$

la résolution de cette équation est obtenue par la méthode suivant :

$$\Delta = q^2 + 4p^3/27 = (51387,8)^2 + 4(-2631,26)^3/27 = -58198516,37$$

$$\Delta = -58198516,37 < 0 \Rightarrow \cos \varphi = 3q \cdot \sqrt{\frac{-3}{p}} / 2p = 3q \cdot \sqrt{\frac{-3}{-2631,16}} / 2 \cdot (-2631,16) = -0,989$$

$$\cos \varphi = -0,989 \Rightarrow \varphi = 171,55^\circ$$

$$\delta = 2 \cdot \sqrt{\frac{-p}{3}} = 2 \cdot \sqrt{\frac{2631,26}{3}} = 59,23$$

$$y_{c1} = \delta \cos \frac{\varphi}{3} = 59,23 \cos \frac{171,55}{3} = 32,09 \text{ cm}$$

$$y_{c2} = \delta \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 120^\circ \right) = 59,23 \cos \left(\frac{171,55}{3} + 120^\circ \right) = -59,15 \text{ cm}$$

$$y_{c3} = \delta \cos \left(\frac{\varphi}{3} + 240^\circ \right) = 59,23 \cos \left(\frac{171,55}{3} + 240^\circ \right) = 27,05 \text{ cm}$$

puis:

$$y_{ser} = y_c + c$$

(représente la distance du centre de pression à l'axe neutre a fibre superieur de la section.)

le calcul de y_c **s'effectue dans le cas** $\Delta < 0$ **, on choisie les trois solutions** y_{c1}, y_{c2}, y_{c3} **celle qui donne** $0 < y_{ser} < d$

donc on prend : $y_{c1} = 32,09 \text{ cm}$

$$y_{ser} = 32,09 - 30,5 = 1,59 \text{ cm}$$

$$I = \frac{b \cdot y_{ser}^3}{3} + 15[A_s(d - y_{ser})^2 + A_s'(y_{ser} - d')^2] = \frac{100 \cdot 1,59^3}{3} + 15[2,01(8 - 1,59)^2 + 0] = 13572,79 \text{ cm}^4$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I} = \frac{0,6 \cdot 100}{13572,79} = 0,044 \text{ KN/cm}^3$$

$$\sigma_{bc} = k \cdot y_{ser} = 0,044 \cdot 1,59 \cdot 10 = 0,7 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$\sigma_{st} = 15 \cdot k(d - y_{ser}) = 15 \cdot 0,044(8 - 1,59) \cdot 10 = 4,23 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_{st} = 201,63 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.2.5. Vérification au séisme :

Selon **RPA99 /V2003 (article 6.2.3)**, l'acrotère est classé comme un élément non structurel, doit résister à un effort sismique donnée par :

$$F_p = 4 \cdot C_p \cdot A \cdot W_p$$

$$\text{Il faut que : } F_p < 1,5 V_u$$

F_p : forces horizontales de calcul agissant sur l'acrotère

A : Coefficient d'accélération de zone obtenu dans le tableau 4.1 (**RPA99/V2003, page 34**) pour la zone et le groupe d'usage appropriés.

La structure est installée dans une zone IIa (moyenne sismicité) avec groupe d'usage 2 .

Donc : **A = 0,15**

C_p : Facteur de force horizontale variant entre 0.3 et 0.8 , voir tableau 6.1 (**RPA99/V2003, page 55**)

$$C_p = 0,8$$

W_p : Poids propre de l'acrotère

$$W_p = 1,69 \text{ KN}$$

$$F_p = 4 \cdot 0,15 \cdot 1,69 \cdot 0,8 = 0,81 \text{ KN}$$

$$V_u = 1,5 \text{ KN}$$

$$F_p = 0,81 \text{ KN} < V_u = 1,5 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Alors l'acrotère est stable vis-à-vis de l'effet sismique.

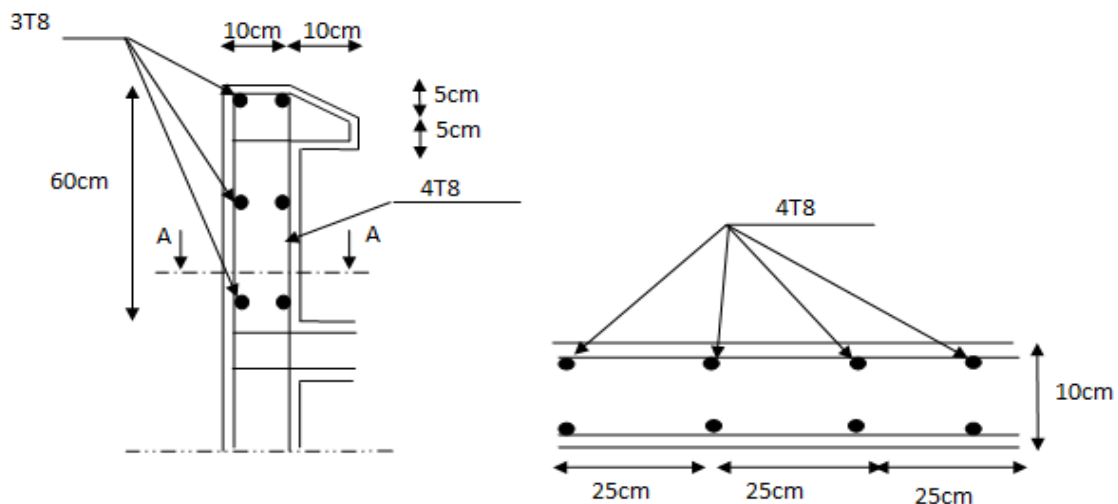


Figure III.4 : Le schéma de ferrailage de l'acrotère

III.3 calcul les dalles pleines des balcons :

III.3.1 Introduction :

Ce type de plancher a été adopté pour les parties de plancher en console. En fonction de la portée et du nombre d'appuis. Pour ce bâtiment, on distingue 4 types de dalles pleines:

- **Type 1** : porté en console de 1,10 m sur 3 appuis continus ;
- **Type 2** : porté en console de 2.50 m sur 3 appuis continus ;

III.3.2 Définition de l'épaisseur (e) :

- **condition relative aux dalles reposant sur 03 appuis :**

$$\frac{L_{\max}}{35} \leq e \leq \frac{L_{\max}}{30}$$

$$\text{ici : } L_{\max} = 330 \text{ cm} \Rightarrow \frac{3.30}{35} \leq e \leq \frac{330}{30}$$

$$9.42 \leq e \leq 11 \dots \dots \dots (1)$$

On prend : **e = 15 cm**

- **condition relative aux balcons:**

$$e \geq \frac{L_{\max}}{20}$$

$$\text{ici : } L_{\max} = 250 \text{ cm} \Rightarrow e \geq \frac{250}{20} = 12,5 \dots \dots \dots (2)$$

On prend : **e = 15 cm**

III.3.3 Evaluation des charges :

- ❖ **Balcon terrasse :**

Tableau III.1: charge de balcon terrasse

N	Composants de plancher corps creux	e (m)	ρ (kg/m³)	G (kg/m²)
1	Couche de protection	0.05	2200	10
2	Étanchéité multicouche	0.02	2000	12
3	Isolation thermique	0.04	1800	4
4	dalle pleine	0.15	2500	375
5	Ecran pour vapeur	0.02	1200	22
6	Forme de pente	0.02	2200	22
Charge total				G=591kg/m²

Donc : **G = 5,91 KN/m² ; Q = 1.00 KN/m²**

Poids propre de garde corps (l'acrotère) : **1,69 KN/m**

Pour une bande de 1 m de largeur :

$G = 5,91 \text{ KN/ml}$; $Q = 1.00 \text{ KN/ml}$; $P = 1,69 \text{ KN/ml}$.

❖ **Balcon étage courant:**

- $G = 4,91 \text{ KN/m}^2$
- $Q = 3.5 \text{ KN/m}^2$
- $P = 14 \times 0,25 \times (3,1 - 0,15) = 10,33 \text{ KN/m}^2$

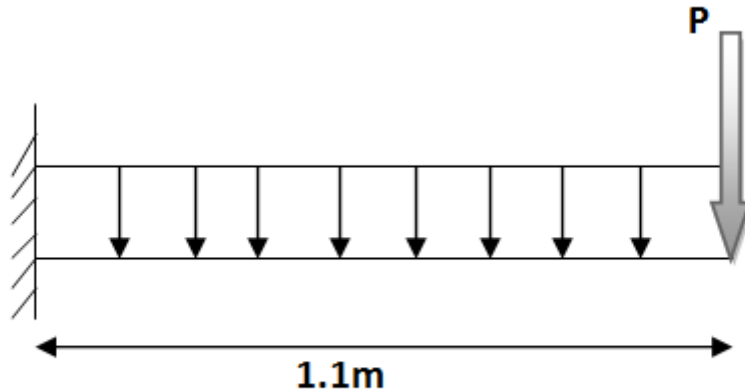


Figure III.5: Schéma statique du balcon TYPE01.

III.3.3.1 Combinaison des charges :

Tableau III.2: Combinaison des charges

Balcon	G (KN/M)	Q (KN/M)	P (KN/M)	$1.35G+1.5Q$ (KN/M)	$1.35P$ (KN/M)	$G+Q$ (KN/M)	P (KN/M)
terrasse	5.91	1.00	1.69	9.48	2.28	6.91	1.69
courant	4.91	3.5	10.33	11.88	13.95	8.41	10.33

III.3.4 Sollicitation de calcul :

➤ **TYPE 01 : terrasse inaccessible :**

ELU:

$$Q_u = 1,35 \times (5.91) + 1,5 \times (1.00) = 9,47 \text{ KN/m}^2$$

$$P_u = 1,35 \times 1,69 = 2,28 \text{ KN}.$$

$$M_u = \frac{ql^2}{2} + P_u \times L$$

$$M_u = (9,47) \times 1,1^2/2 + 2,28 \times 1,1 = 8,8 \text{ KN.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u$$

$$V_u = 9,47 \times 1,1 + 2,28 = 12,70 \text{ KN}.$$

ELS :

$$q_{ser} = 5.91 + 1 = 6,91 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = 1,69 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{ql^2}{2} + P_{ser} \times L$$

$$M_{ser} = 6,03 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = q_{ser} \times L + P_{ser}$$

$$V_{ser} = 6.91 \times 1,1 + 1,69 = 8,32 \text{ KN}$$

III.3.4.1 Calcul du ferrailage :

$$M_U = 8.8 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.17$$

$$\mu = \frac{M_U}{b d^2 \sigma_{bc}} = 9.47 / 1 \times 0.135^2 \times 14.17$$

$$\mu = 0.043 < \mu_1 = 0.186 \rightarrow \text{pivot A } \epsilon_s = 10 \text{ ‰ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ mpa}$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0.043}) = 0.0625$$

$$\beta = 1 - 0.4\alpha = 1 - 0.4 \times 0.0625 = 0.975$$

$$A_s = \frac{M_U}{\alpha \beta \sigma_s} = \frac{8.8}{0.0625 \times 0.975 \times 348} = 5.03 \text{ cm}^2$$

Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0.23 \times b \times d \times f_{t28} / f_e$$

$$A_s \geq 0.23 \times 100 \times 13.5 \times 2.1 / 400 = 1.63 \text{ cm}^2$$

$$\text{On adopte : } 5 \text{ HA } 12 = 5,65 \text{ cm}^2$$

Tableau III.3: section de ferrailage des balcons type 1

L	b	d	μ	α	β	A_s	A_{smin}	$A_{s \text{ adpt}}$
110	100	13.50	0.043	0.062	0.97	5.03	1.63	5.65

✓ **Espacement des armatures longitudinales :**

$$e \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

$$e = 100 / 5 = 20 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (c \vee)$$

III.3.4.2 Vérification de l'effort tranchant :

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

$$T_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \tau_{\bar{u}} = \min (0.15 f_{c28}/1.5 ; 4)$$

$$T_{max} = 16,82 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{12,70 \times 10^{-3}}{1000 \times 135} = 0.194 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\bar{u}} = 2.5 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = 0.194 \text{ Mpa} < \tau_{\bar{u}} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{cv}$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 5,65/4 = 1,41 \text{ cm}^2$$

on prend:

$$A_r = 5 \text{ HA } 10 = 3,83 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures de répartition:

$$e \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend :

$$e = 20 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} < 45 \text{ cm} \dots\dots\dots (\text{c v})$$

III.3.4.3 Vérification à l'ELS :

$$M_s = 6,03 \text{ KN.m} ; A_s = 5,65 \text{ cm}^2 ; A_s' = 0$$

III.3.4.4 Vérification des contraintes :

Il faut vérifier les deux conditions :

La contrainte dans le béton comprimé : $\sigma_b \leq \sigma_{\bar{b}}$

La contrainte dans l'acier tendu : $\sigma \leq \sigma_{\bar{s}}$

Position de l'axe neutre:

$$\frac{b}{2} \cdot y^2 + \eta A_{sc}(y - c') - \eta A_{st}(d - y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 5,65 (13,5 - y) = 0$$

$$\rightarrow y = 4,01 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = \frac{b}{3} y^3 + \eta A_{sc}(y - d')^2 + \eta A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 100/34,01^3 + 15 \times 5,65 (13,5 - 4,01)^2$$

$$\rightarrow I = 9781,97 \text{ cm}^4$$

Calcul de la contrainte dans le béton comprimé :

$$\sigma_b = (M_{ser}/I) \cdot y = 2.47 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\sigma}_b = 0.6f_{c28} = 15 \text{ MPa}$$

$$\sigma_b = 2.47 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots \dots \dots (\text{c v})$$

Calcul la contrainte dans l'acier tendu :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{sermax}}{I} \cdot (d - y) = 87.84 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = \min (2/3 f_{e}; 110\sqrt{\eta} \times f_{t28}) (\text{Fissuration prédictable})$$

$$\eta = 1.6$$

$$\sigma_s = 240 \text{ MPa}$$

$$\sigma_s = 87.8 \text{ MPa} < \sigma_s = 240 \text{ MPa} \dots \dots (\text{CV})$$

➤ **TYPE 02 : terrasse inaccessible :**

Calcul Des Sollicitations :

ELU:

$$q_u = 1.35 \times (5.91) + 1.5 \times (1) = 9.47 \text{ KN/m}^2$$

$$p_u = 1.35 \times 1.69 = 2.28 \text{ KN}.$$

$$M_u = \frac{q l^2}{2} + P_u \times L$$

$$M_u = (9.47) \times 2.5^2 / 2 + 2.28 \times 2.5 = 35.29 \text{ kn.m}$$

$$V_u = q_u \times L + P_u$$

$$V_u = 9.47 \times 2.5 + 2.28 = 25.95 \text{ kn}$$

ELS :

$$q_{ser} = 5.91 + 1 = 6.91 \text{ KN}$$

$$P_{ser} = 1.69 \text{ KN}$$

$$M_{ser} = \frac{q l^2}{2} + P_{ser} \times L$$

$$M_{SER} = 28.81 \text{ KN.m}$$

$$V_{ser} = q_{ser} \times L + P_{SER}$$

$$V_{ser} = 9.41 \times 2.5 + 1.69 = 11.1 \text{ kn}$$

Calcul du ferrailage :

$$M_u = 35.29 \text{ KN.m}$$

$$b = 100 \text{ cm} ; h = 15 \text{ cm} ; d = 0.9 \times h = 0.9 \times 15 = 13.5 \text{ cm}$$

$$\sigma_s = 0.85 \times \frac{f_{c28}}{1.5} = 14.17$$

$$\mu = \frac{M_u}{b d^2 \sigma_{bc}} = 35.29 / (1 \times 0.135^2 \times 14.17)$$

$$\mu = 0.025 < \mu_1 = 0.186 \rightarrow \text{pivot A } \epsilon_s = 10 \text{ ‰ (pas d'acier comprimé)}$$

$$\sigma_s = 348 \text{ mpa}$$

$$\alpha = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) = 1,25 \times (1 - \sqrt{1 - 2 \times 0,025}) = 0,037$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha = 1 - 0,4 \times 0,037 = 0,98$$

$$A_s = \frac{Mu}{\alpha \beta \sigma_s} = \frac{35,29}{0,037 \times 0,98 \times 348} = 2,74 \text{ cm}^2$$

✓ Condition de non fragilité :

$$A_s \geq 0,23 \times b \times d \times f_{t28}/f_e$$

$$A_s \geq 0,23 \times 100 \times 13,5 \times 2,1/400 = 1,63 \text{ cm}^2$$

On adopte : 5 HA 12 = 5,85 cm²

Tableau III.4: section de ferrailage des balcons type 2

L	b	d	μ	α	β	(cm As2)	(cmAsmin 2)	As (cm adopté 2)
250	100	135	0.025	0.037	0.98	2.74	1.63	5.85

Espacement des armatures longitudinales :

$$e \leq \min (3h ; 33 \text{ cm})$$

$$e \leq 33 \text{ cm}$$

$$e = 100/5 = 20 \text{ cm}$$

$$e = 20 \text{ cm} \leq 33 \text{ cm} \dots\dots\dots (c \vee)$$

Vérification de l'effort tranchant :

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

$$T_u = \frac{T_{max}}{b.d} \leq \tau_{\bar{u}} = \min (0,15 f_{c28}/1,5 ; 4)$$

$$T_{max} = 25,95 \text{ KN}$$

$$\tau_u = 25,95 \times 103/1000 \times 135 = 0,13 \text{ Mpa}$$

$$\tau_{\bar{u}} = 2,5 \text{ mpa}$$

$$\tau_u = 0,13 \text{ Mpa} < \tau_{\bar{u}} = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots cv$$

Armatures de répartition :

$$A_r = A_s/4 = 2,74/4 = 0,68 \text{ cm}^2$$

on prend:

$$A_r = 5 \text{ HA } 8 = 2,74 \text{ cm}^2$$

Espacement des armatures de répartition:

$$e \leq \min (4h ; 45 \text{ cm})$$

$$e \leq 45 \text{ cm}$$

On prend :

$$e = 20\text{cm}$$

$$e = 20\text{cm} < 45\text{cm} \dots\dots\dots (c v)$$

Vérification à l'ELS :

$$M_s = 28.28\text{KN.m} ; A_s = 2,61 \text{ cm}^2 ; A_s' = 0$$

Vérification des contraintes :

Il faut vérifier les deux conditions :

La contrainte dans le béton comprimé : $\sigma_b \leq \sigma_{\bar{b}}$

La contrainte dans l'acier tendu : $\sigma \leq \bar{\sigma}_s$

Position de l'axe neutre:

$$b/2 \cdot y^2 + \eta A_{sc}(y - c') - \eta A_{st}(d - y) = 0$$

$$50y^2 - 15 \times 2,74 (13,5 - y) = 0 \rightarrow y = 5,50 \text{ cm}$$

Moment d'inertie :

$$I = b/3 y^3 + \eta A_{sc}(y - d')^2 + \eta A_{st}(d - y)^2$$

$$I = 100/35,503 + 15 \times 2,74 (13,5 - 5,50)^2 \rightarrow I = 17650,87\text{cm}^4$$

Calcul de la contrainte dans le béton comprimé :

$$\sigma_b = (M_s/I) \cdot y = 6,74 \text{ mpa}$$

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

$$\sigma_b = 6,74 \text{ MPa} \leq \bar{\sigma}_b = 15 \text{ MPa} \dots\dots\dots (c v)$$

Calcul la contrainte dans l'acier tendu :

$$\sigma_s = 15 \frac{M_{sermax}}{I} \cdot (d - y) = 22,80 \text{ mpa}$$

$$\sigma_s = \min (23 f_e; 110 \sqrt{\eta \times f_{t28}}) \text{ (Fissuration prédictable)}$$

$$\eta = 1,6$$

$$\sigma_s = 240 \text{ Mpa}$$

$$\sigma_s = 22,80 \text{ Mpa} < \bar{\sigma}_s = 240 \text{ Mpa} \dots\dots\dots (CV)$$

❖ ferrailage :**Tableau III.5 : Ferrailage des dalles pleines sur 3 appuis continus**

			As (supérieure)		As (inférieure)	
sens	Position	Moment à ELU (KN.m)	As calcul	As adopte	As calcul	As adopte
Type 01 Y	appui	-7,27	2,17 cm ²	6T10 = 4,71 cm²	/	/
Type 01 X	travée	1,58	/	/	2,17 cm ²	6T10=

						4,71 cm²
Type 02Y	appui	-53,3	6.35 cm ²	7T12= 4,71 cm²	/	/
Type 02X	travée	10.82	/	/	2,17cm ²	6T10= 4,71 cm²

Nous allons adopter le même ferrailage, avec :

- **7T12/ml** dans le sens X comme armatures supérieures, les armatures parallèles à (X-X).
- **3T10/ml** dans le sens X comme armatures inférieures, les armatures parallèles au sens (X-X) .
- **6T10/ml** dans le sens Y comme armatures supérieures, les armatures parallèles à (Y-Y).

➤ **Espacement des barres :**

$$s_t \leq \min (3 h_t, 33 \text{ cm})$$

$$s_t \leq \min (3.10 \text{ cm}, 33 \text{ cm}) = 30 \text{ cm}$$

on adopt: **S_t = 20 cm**

➤ **les Armatures de répartition :**

$$A_r = \frac{A_{s\text{adopté}}}{4} = \frac{7,92}{4} = 1,98 \text{ cm}^2$$

Donc : **A_r = 5T8 = 2,51 cm²** pour chaque 20cm.

Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1.2.1.1)

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

τ_u : contrainte de cisaillement ultime de calcule .

$\bar{\tau}_u$: contrainte de cisaillement ultime admissible.

Nous avons une **fissuration préjudiciable**, d'où :

$$\bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{v_u}{bd}$$

v_u : l'effort tranchant ultime

$$v_u = 49.73 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{49.73}{1 \times 130} = 0,38 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 0,17 \text{ Mpa} \leq \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armature transversale ne sont pas nécessaire (pas de risque de cisaillement)

✓ **Vérification des contraintes à ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$ (C.B.A93 A4.5.2)

$$\sigma_{bc} = k.y$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

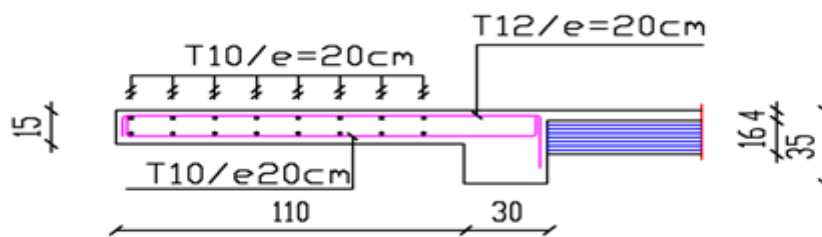
$$y = \frac{-15.A_s}{b} + \frac{\sqrt{(15.A_s)^2 - (30.d.A_s)}}{b}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[15.(d - y)^2]$$

Tableau III.6 : Vérification des contraintes à ELS.

sens	Position	Moment à ELS (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	k	σ _{bc} Mpa	σ̄ _{bc} Mpa	obs
X	Appui	-20,25	100	13	7,92	4,49	11620,78	1,74	7,38	15	CV
X	Travée	4,06	100	13	2,36	2,70	4411,68	0,92	2,49	15	CV
Y	Appui	-14,16	100	13	4,71	3,64	7797,23	1,81	6,61	15	CV
Y	Travée	2.25	100	13	1.11	1.31	2213.37	0.42	1.23	15	CV

Coff Ferr BALCON TYP:1



Coff Ferr BALCON TYP:2

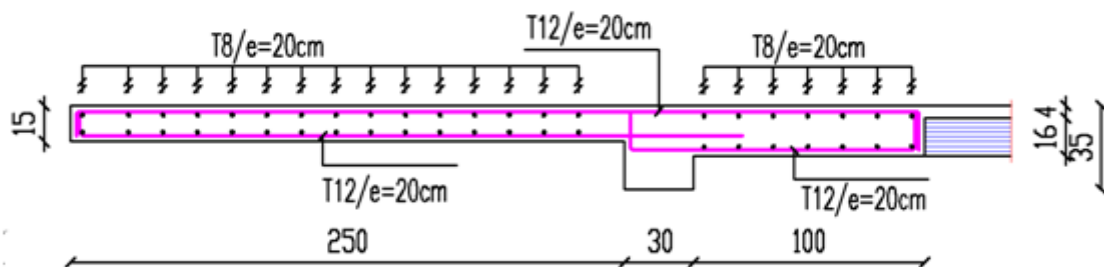


Figure III.6 : Schéma de ferrailage de balcon.

III.4 les escaliers :

Un escalier est un ouvrage qui permet l'accès à tous les niveaux d'une construction il est constitué de gradins dalle inclinée (volées) avec des dalle horizontales (paliers) coulées sur place notre bâtiment est composé d'une cage d'escalier.

III.4.1 Terminologie :

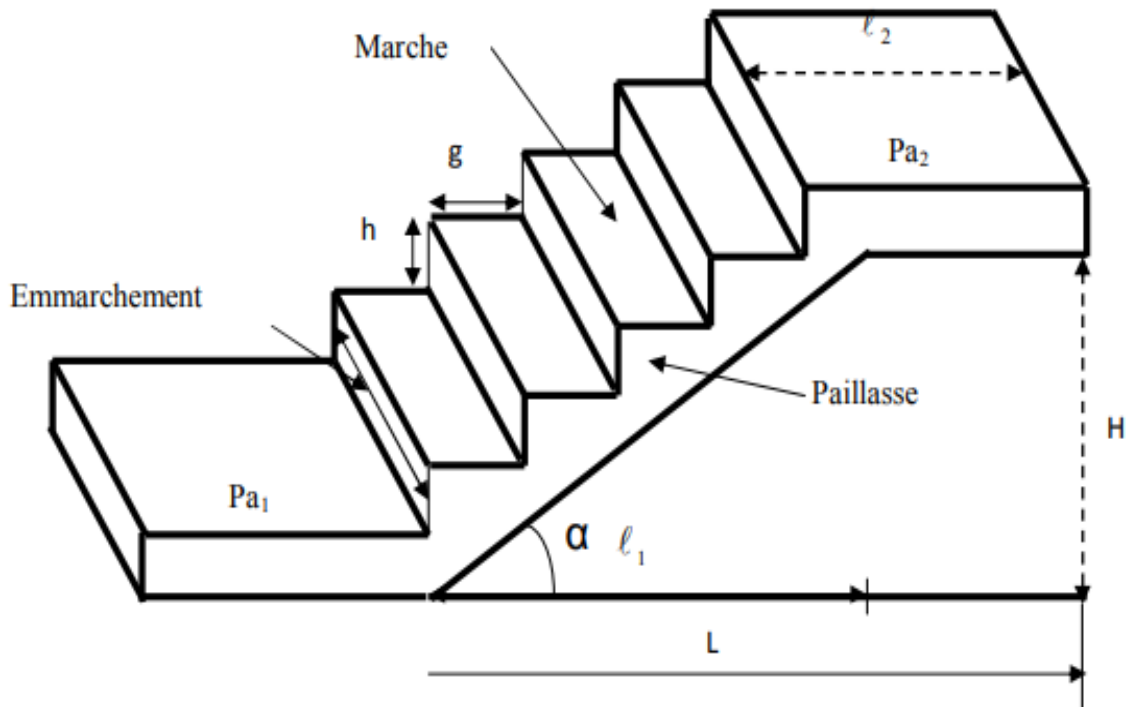


Figure III.7 : exemple d'un escalier.

- La marche notée « $m = n - 1$ » est la surface plane sur laquelle se pose le pied.
- La contre marche notée « n » est la partie verticale entre deux marches consécutives, sa hauteur « h » est la différence de niveau entre deux marches successives.
- Le giron « g » est la distance en plan séparant deux contres marches successives.
- La volée est la partie de l'escalier comprise entre deux paliers de repos, sa longueur projetée est « l_1 ».
- La paillasse d'épaisseur « e_p » est la dalle en béton armé incorporant les marches et les contres marches.
- L'embranchement « E » représente la largeur de la marche.
- La montée « H » représente la différence de niveau entre deux paliers consécutifs.

III.4.2 Schéma statique :

Dans notre cas la poutre est sur deux appuis simples, comme montre les schémas ci-dessous :

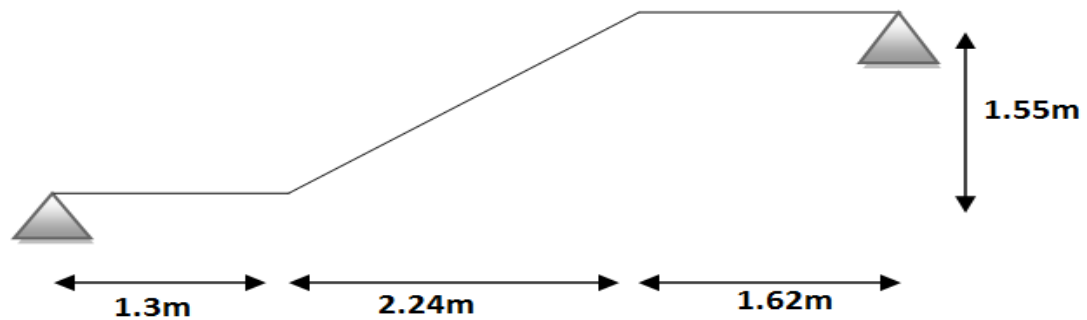


Figure III.8: Dimensions des éléments des escaliers

III.4.3 Pré dimensionnement :

On a $H = 1.55\text{m} = 155\text{cm}$

Prenons $h = 17\text{cm}$ hauteur de contre marche

Chercherons n : nombre de contre marche ;

g : giron

$$n = \frac{H}{h} = \frac{155}{17} = 9$$

✓ Donc nombre de contre marche : $n = 9$

✓ Nombre de marche $n - 1 = 8$

$$g = \frac{240}{8} = 30\text{cm}$$

$g = 30\text{cm}$

D'après la relation empirique de **BLONDEL** : $59\text{cm} \leq 2h + g \leq 66\text{cm}$.

✓ **Vérification de la loi de BLONDEL :**

$2h + g = 64\text{cm} \leq 66\text{cm}$ condition est vérifiée.

III.4.3.1 Dimensionnement de la paillasse:

$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$; L : longueur du palier et de la paillasse.

L' : Longueur en plan de la volée.

$$H = n \times h = 1.55 \text{ m}$$

$$\tan \alpha = \frac{H}{l} = \frac{155}{240} = 0.645 \Rightarrow \alpha = 32.85^\circ$$

La longueur de la paillasse est : $L' = (155 \cdot \cos 32.85^\circ) = 2.85 \text{ m}$.

$$L = 285 + 162 = 447 \text{ m}$$

$$\frac{447}{30} \leq e \leq \frac{447}{20} \Rightarrow 14.9 \leq e \leq 22.35$$

On adopter: $e_p = 20 \text{ cm}$.

- Détermination des charges et surcharges :

a) Charge permanente :

- ❖ Evaluation des charges palier :

Tableau III.7: charge de palier

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg / m ³)	G (kg / m ²)
carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	2	1800	36
Dalle en BA	20	2500	500
Enduit de ciment	2	2000	40
Total			G = 660 kg/m²

III.4.3.2 Evaluation des charges Volée :

Tableau III.8: charge de volée

Matériaux	Epaisseur (cm)	D (kg / m ³)	G (kg / m ²)
carrelage	2	2200	44
Mortier de pose	2	2000	40
Lit de sable	3	1800	54
Marche	17	2200	$(0,17/2) \times 2200 = 187$
Paillasse	20	2500	$(2500 \times 0,20) / \cos 32,85 = 595,17$
Enduit de ciment	2	2000	40
Gardes corps	/	/	20
Total			G = 980,17 kg/m²

- ❖ Charges d'exploitations:(DTR B.C 2.2/Art 7.1)

- Palier 2.50KN/m²

- Volée 2.50KN/m²

❖ **Combinaison de charges:**

➤ **à L'ELU :**

Palier : $q_u = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 6.60 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 12.66 \text{ KN/ml.}$

Volée : $q_u = (1.35 \times G + 1.5Q) \times 1 = (1.35 \times 9.80 + 1.5 \times 2.5) \times 1 = 16.98 \text{ KN/ml.}$

$$Q_{u \text{ eq}} = \frac{16.45 + 38.03 + 12}{5.16} = 14.49 \text{ KN}$$

➤ **à L'ELS :**

Palier : $q_s = G + Q = 6.60 + 2.5 = 9.1 \text{ KN/ml.}$

Volée : $q_s = G + Q = 9.80 + 2.5 = 12.301 \text{ KN/m}$

$$Q_{u \text{ eq}} = \frac{1.3 \times 9.1 + 12.3 \times 2.24 + 9.1 \times 1.62}{5.16} = 10.48 \text{ KN}$$

✍ **Remarque :**

le calcul sera effectué pour un seul niveau dont les résultats seront généralisés pour l'ensemble des escaliers.

Le chargement peut être lu sur une poutre équivalente comme suit :

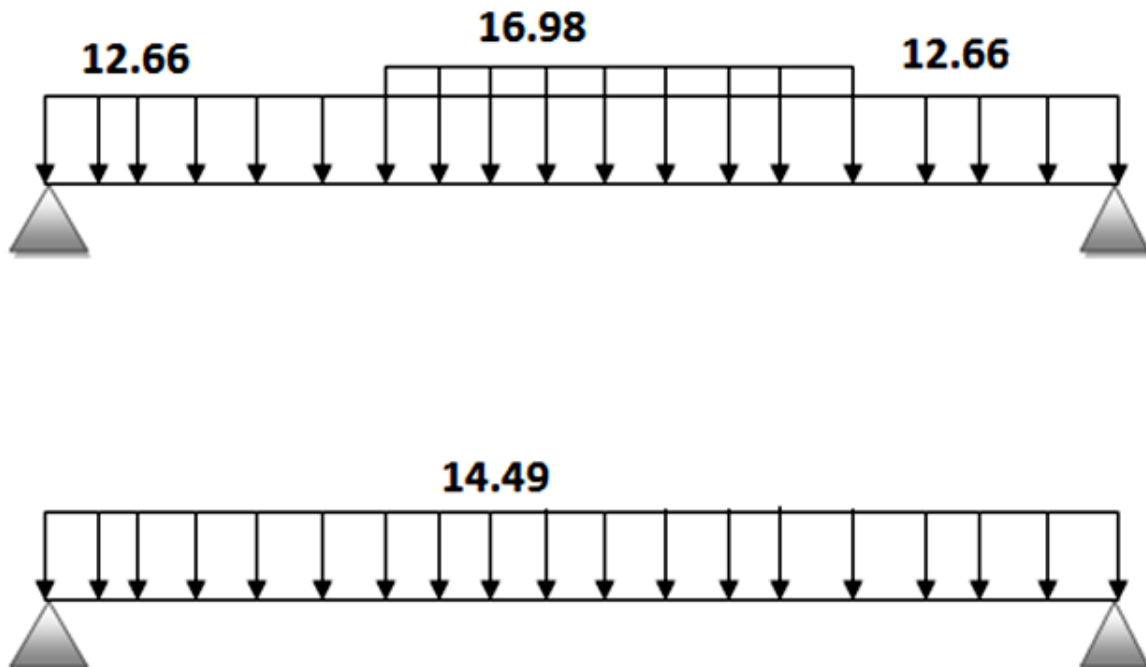


Figure III.9: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELU en KN.

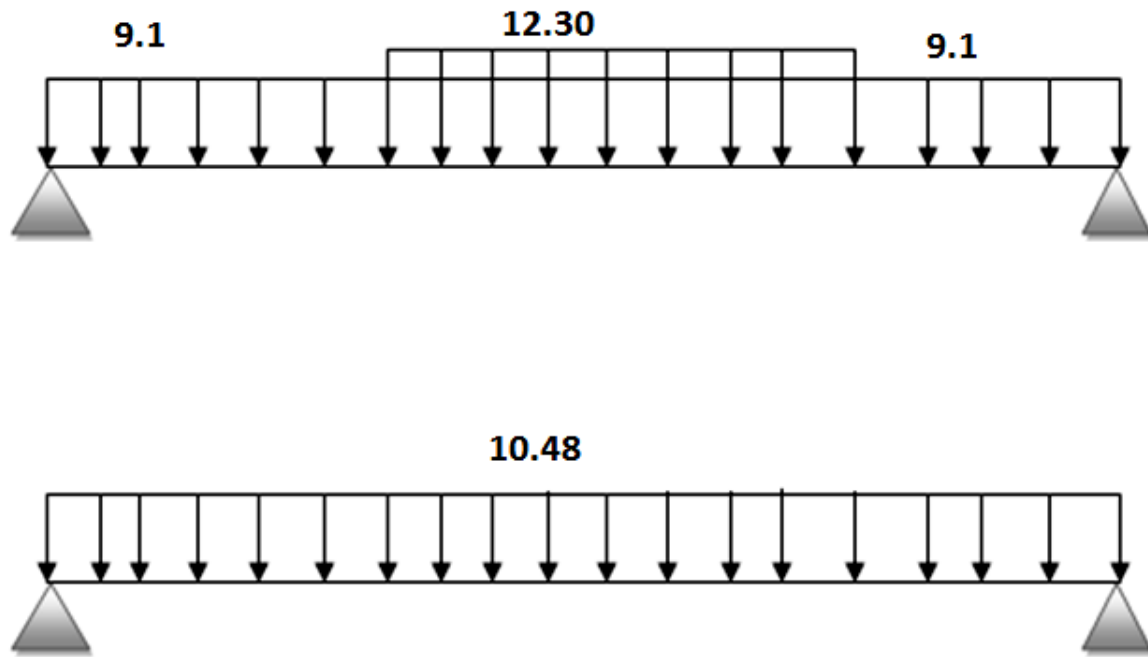


Figure III.10: Schéma statique et charges de l'escalier étudié à l'ELS en KN.

III.4.4 Calcul des moments et les efforts tranchants :

❖ Calcul les réactions :

ELU :

$$\sum F/y = R_A + R_B = Q_u \times l = 14.5 \times 5.2 = 75.5 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_1 = 39.17 \text{ KN}$$

$$R_2 = 38.55 \text{ KN}$$

❖ Effort tranchants

Pour $0 \leq X \leq 5.16$:

$$T(x) = R_A - q_{ul} \times X = 39.17 - 14.49 \times X$$

$$X=0 \quad \text{donc} \quad T=39.17 \text{ KN}$$

$$X=5.16 \quad \text{donc} \quad T=38.55 \text{ KN}$$

$$T(X) = 0 \Rightarrow X = R_A / q_{ul} = 39.17 / 14.49 = 2.7 \text{ m}$$

$$M(X) = R_A \times X - q_{ul}(X^2/2) = 39.17 \times X - 14.49 (X^2/2)$$

$$X=0 \quad \dots\dots\dots M=0$$

$$X=2.7 \quad \dots\dots\dots M=55.15 \text{ KN.M} \quad \dots\dots\dots = M_{\max}$$

$$X=5.16 \quad \dots\dots\dots M=9.1 \text{ KN.M}$$

➤ ELS

- Réaction :

$$\sum F/y = R_A + R_B = Q_u \times l = 10.48 \times 5.2 = 54.49 \text{ KN}$$

$$\sum M/A = 0$$

$$R_1 = 28.28 \text{ KN}$$

$$R_2 = 27.82 \text{ KN}$$

- Efforts tranchants :

pour $0 \leq X \leq 5.16$:

$$T(x) = R_A - q_{ul} \cdot X = 28.28 - 10.49 \cdot X$$

$$X=0 \dots\dots\dots \text{donc } T=28.28 \text{ KN}$$

$$X=5.16 \dots\dots\dots \text{donc } T=-27.82 \text{ KN}$$

$$T(X) = 0 \Rightarrow X = R_A / q_{ul} = 28.28 / 10.48 = 2.6 \text{ m}$$

$$M(X) = R_A \cdot X - q_{ul}(X^2/2) = 28.28 \cdot X - 10.48 (X^2/2)$$

$$X=0 \dots\dots\dots M=0$$

$$X=2.7 \dots\dots\dots M=40.06 \text{ KN.M} \dots\dots\dots = M_{\max}$$

$$X=5.16 \dots\dots\dots M=6.41 \text{ KN.M}$$

❖ Sollicitation max :

Tableau III.9: Les sollicitations max

	Moment(KN.m)		Effort tranchant(KN)
	Travée	Appui	
ELU	55.41	0	39.17
ELS	40.06	0	28.28

👉 Remarque :

A fin de tenir compte des semi encastrements aux extrémités, on porte une correction pour le moment $M_u^{\max}$ au niveau des appuis et en travée.

- En appui (1): $M_1 = 0.3 M^{\max}$

- En travées : $M_t = 0.75 M^{\max}$

- En appui (2): $M_2 = M_2^{\max}$

Donc les résultats sera :

Moment (KN.m) :

➤ **ELU :**

Travée : $M=41.55 \text{ KN.M}$

Appuis : $M = 16.62 \text{ MN.M}$

➤ **ELS :**

Travée : $M = 30.04 \text{ KN.M}$

Appuis : $M = 12.01 \text{ MN.M}$

Effort tranchant (KN):

- **ELU : $N = 39.17 \text{ KN}$**
- **ELS : $N = 28.28 \text{ KN}$**

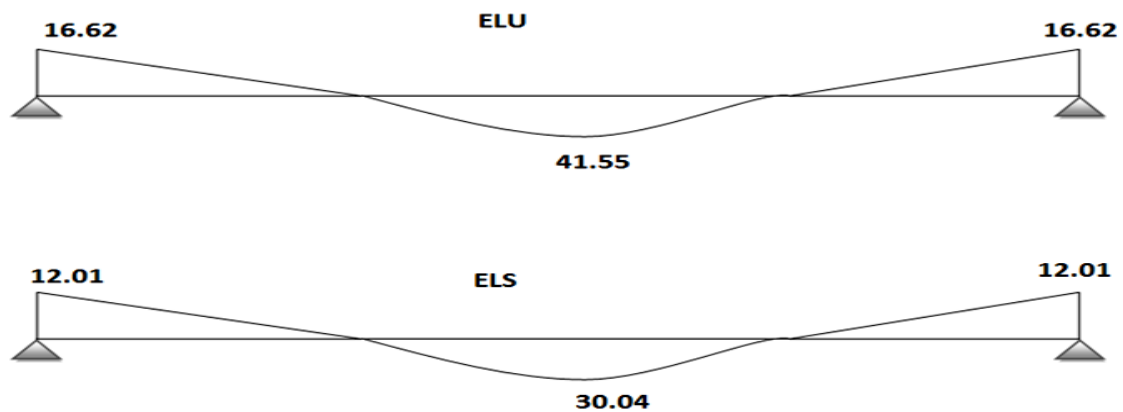


Figure III.11 : Diagramme des moments à l'ELU et ELS en appuis et sur travée

III.4.5 Calcul de ferrailage :

Le calcul se fait en flexion simple pour une bande de 1mètre, la fissuration est considérée peu nuisible.

III.4.5.1 Armatures longitudinales :

Le Ferrailage est en ELU.

Avec :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}, \quad \beta = 1 - 0,4\alpha, \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Si $\mu < \mu_{AB} = 0,186$ (le μ_{AB} est une le signe de référence) ➔ section simplement armé, donc $\hat{A}_s = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires)

Avec :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

Tableau III.10: Ferrailage des escaliers

section	$M_u(\text{KN.m})$	$b(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	μ	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	A_s adopté (cm^2)

appui	30,88	100	18	0,0786	0,102	0,958	4,69	5T12=5,65
travée	77,20	100	18	0,0460	0,058	0,976	2,69	4T10=3,14

➤ **Condition non fragilité : $A_s > A_{min}$**

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_c = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_c} = 0,23 \times 100 \times 18 \times \frac{2,1}{400} = \mathbf{2,17 \text{ cm}^2}$$

- As appui = 5,65 cm² > Amin = 2,17 cm²CV
- As travée = 3,14 cm² > Amin = 2,17 cm²CV

III.4.5.2 Armature de répartition :

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

- **Sur appui :** $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{5,65}{4} = 1,41 \text{ cm}^2$. on adopte 2T10 = 1,57cm²
- **Sur travée :** $A_r = \frac{A_s}{4} = \frac{3,14}{4} = 0,79 \text{ cm}^2$. on adopte 2T10 = 1,57cm²

Espacement des barres :

$$St \leq \min(3h; 33\text{cm})$$

Avec : h=16cm

$$3h = 3 \times 16 = 48\text{cm} \Rightarrow St \leq \min(48; 33\text{cm}) = 33\text{cm}$$

Armatures longitudinales : soit St = 20 cm

Armatures de répartition : soit St = 20cm

- **Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1.2.1.1)**

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

τ_u : contrainte de cisaillement ultime de calcul .

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement ultime admissible.

Nous avons une fissuration peu nuisible, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min(3,33 ; 5 \text{ Mpa}) = \mathbf{3,33 \text{ Mpa}}$$

$$\tau_u = \frac{V_u^{\max}}{bd}$$

$V_u^{\max}$: l'effort tranchant ultime max .

$$\tau_u = \frac{39,17 \times 10^3}{1000 \times 180} = 2,17 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 2,17 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (pas de risque de cisaillement)

III.4.6 Vérification des contraintes à ELS :

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ Mpa}$ (C.B.A93 A4.5.2)

$$\sigma_{bc} = k.y$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{-15.A_s}{b} + \frac{\sqrt{(15.A_s)^2 - (30.d.A_s)}}{b} \text{ (position de l'axe neutre)}$$

$$I = \frac{b.y^3}{3} + 15[15.(d - y)^2]$$

Tableau III.11 : Vérification des contraintes à ELS.

section	Moment à ELS (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A _s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	k	σ _{bc} Mpa	σ̄ _{bc} Mpa	obs
Appui	12,01	100	18	5,65	4,097	10603,71	1,51	1,13	15	CV
Travée	30,04	100	18	3,14	3,190	6585,98	1,34	4,50	15	CV

III.4.7 Vérification de la flèche :

Conditions de non vérification de la flèche :(CBA93 B.6.5.2)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{577} = 0,034 < \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots \text{CNV} \quad (1)$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{20}{577} = 0,034 < \frac{0,75M_0}{10M_0} = 0,075 \dots\dots\dots \text{CNV} \quad (2)$$

$$\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{3,14}{100 \times 18} = 0,0017 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots \text{CV} \quad (3)$$

Les conditions (1) et (2) ne sont pas vérifiées, donc le calcul de la flèche est nécessaire.

Il faut vérifier que : $\Delta f_t \leq \bar{f}$

Avec :

$$\bar{f} = \frac{L}{1000} + 0,5 \text{ cm} ; \text{ pour } L \geq 5m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{500} ; \text{ pour } L \leq 5m$$

$$\bar{f} = \frac{L}{250} ; \text{ si la portée de consol } L \leq 2m$$

Dans notre cas on a :

$$L = 5,77 \text{ m} < 5 \text{ m} \Rightarrow \bar{f} = \frac{577}{1000} + 0,50 = 1,07 \text{ cm.}$$

Calcul de flèche total (Δf_t) : (CBA93 6.5.2)

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi}$$

f_{gv} : Flèche différée due aux charges permanentes totales.

f_{ji} : La flèche due à l'ensemble des charges appliquées au moment de la mise en œuvre des cloisons.

f_{pi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes et d'exploitation

f_{gi} : Flèche instantanée due aux charges permanentes instantanées

$$f_i = \frac{M.L^2}{10.E_i.I_{fi}} \text{ (flèche instantanée).}$$

$$f_v = \frac{M.L^2}{10.E_v.I_{fv}} \text{ (flèche différée).}$$

$$L = 5,77 \text{ m}$$

❖ **Pour la charge :**

Permanente G : $G = 6,60 \text{ KN/ml}$, $M_{ser} = 0,75 \times 9,53 = 7,14 \text{ KN.m}$ (la valeur 8,29 KN.m , obtenu lorsque le paillasse et le palier chargée par G)

Permanente G + exploitation Q : $G+Q = 11,52 \text{ KN/ml}$, $M_{ser} = 0,75 \times 11,52 = 8,64 \text{ KN.m}$ (la valeur 11,24 KN.m , obtenu lorsque le paillasse et le palier chargée par G+Q)

$$E_i = 11000 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 32164,20 \text{ MPa (Module d'élasticité instantanée)}$$

$$E_v = 3700 \cdot \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ MPa (Module d'élasticité différée)}$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{i,u}} \text{ , (Moment d'inertie fictif instantanée).}$$

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{I_0}{1 + \lambda_{v,u}} \text{ , (Moment d'inertie fictif différée).}$$

$$I_0 = \frac{bh^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_g \right)^2 + 15A_s(d - y_g)^2 \text{ , (Moment d'inertie de la section homogène par rapport à centre de gravité } y_g \text{).}$$

$$y_g = \frac{\frac{bh^2}{2} + 15A_s \cdot d}{bh + 15A_s} = \frac{\frac{100 \times 20^2}{2} + 15 \times 3,14 \times 14}{100 \times 20 + 15 \times 3,14} = 7,32 \text{ cm.}$$

$$I_0 = \frac{100 \times 20^3}{12} + 100 \times 16 \left(\frac{20}{2} - 8,17 \right)^2 + 15 \times 3,14 (14 - 8,17)^2 = 34650,45 \text{ cm}^4$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \rho} ; \text{ dans notre cas } b_0 = b = 100 \text{ cm}$$

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa.}$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} = \frac{3,14}{100 \times 18} = 0,0017 \text{ , (taux d'Armature)}$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 \times 2,1}{\left(2 + 3 \frac{100}{100}\right) 0,0022} = 9,54$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \times 9,54 = 3,82$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \cdot f_{t28}}{4 \rho \sigma_s + f_{t28}}$$

$$\sigma_s = \frac{15 \cdot M}{I} (d - y) \quad , \quad (\text{contrainte dans l'acier})$$

$$y = \frac{-15 \cdot A_s}{b} + \frac{\sqrt{(15 \cdot A_s)^2 - (30 \cdot d \cdot A_s)}}{b} = \frac{-15 \times 3,14}{100} + \frac{\sqrt{(15 \times 3,14)^2 - (30 \times 18 \times 3,14)}}{100} = 3,05 \text{ cm. (position de l'axe neutre)}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 [15 \cdot (d - y)^2] = \frac{100 \cdot 3,05^3}{3} + 15 [15 \cdot (18 - 3,05)^2] = 6470,43 \text{ cm}^4 \quad , (\text{moment d'inertie quadratique})$$

❖ Pour la charge Permanente : $G = 6,6 \text{ kN/ml}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 6,23 \times 10^3}{6585,95} (18 - 3,05) = 153,38 \text{ MPa}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0017 \times 153,38 + 2,1} = -0,075$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{35780,45}{1 + 9,54 \times (-0,075)} = 103575,38 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = 1,1 \cdot \frac{34650,45}{1 + 3,82 \times (-0,075)} = 52563,12 \text{ cm}^4$$

$$f_{gi} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{6,23 \times 5,16^2 \times 10^8}{10 \times 32164,2 \times 103575,38} = 0,31 \text{ mm}$$

$$f_{gv} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_v \cdot I_{fv}} = \frac{6,23 \times 5,16^2 \times 10^8}{10 \times 10721,4 \times 52563,12} = 2,63 \text{ mm}$$

Pour la charge : Permanente : $G + Q = 11,53 \text{ kN/ml}$

$$\sigma_s = \frac{15 \times 8,43 \times 10^3}{6585,95} (18 - 3,19) = 209,43 \text{ MPa}$$

$$u = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{4 \times 0,0017 \times 209,43 + 2,1} = 0,0520$$

$$I_{fi} = 1,1 \cdot \frac{35780,45}{1 + 9,54 \times 0,0625} = 24599,05 \text{ cm}^4$$

$$f_{pi} = \frac{M \cdot L^2}{10 \cdot E_i \cdot I_{fi}} = \frac{8,64 \times 5,77^2 \times 10^8}{10 \times 32164,2 \times 103575,38} = 3,56 \text{ mm}$$

$$\Delta f_t = f_{gv} - f_{ji} + f_{pi} - f_{gi} = 3,56 - 0 + 2,63 - 0,31 = 5,88 \text{ mm} < \bar{f} = 10,7 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.5 Calcul de la poutre palière :

III.5.1 Introduction:

La poutre palière est considérée encastree à ses deux extrémités dans les poteaux ; c'est une poutre de section rectangulaire.

La poutre palière est calculée aux sollicitations de flexion et de torsion.

Le moment d'appui des escaliers provoque un moment de torsion ; ce dernier atteint sa valeur maximale au niveau des appuis.

III.5.2 Pré dimensionnement :

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

$$L = 3,30\text{m} \Rightarrow \frac{330}{15} = 22\text{cm} \leq h \leq \frac{330}{10} = 33\text{cm}$$

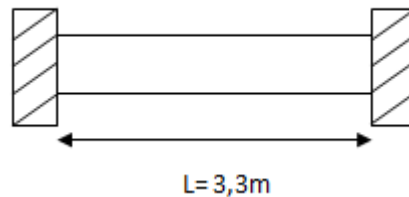


Figure III.12 : poutre palière.

En suivant de l'article 7.5.1 de l'RPA99/2003, la poutre doivent respecter les dimensions ci-après

- $b \geq 20\text{cm}$, on prend $b = 30\text{cm}$
- $h \geq 30\text{cm}$, on prend $h = 40\text{cm}$
- $\frac{b}{h} \leq 4$, $\frac{40}{30} = 1,33 < 4 \dots \dots \dots CV$

Donc on adopte une section de $30 \times 40 \text{ [cm]}^2$

III.5.3 Evaluation des charges :

- Poids propre de la poutre : $0.30\text{m} \times 0.4\text{m} \times 25\text{KN/m}^3 = 3 \text{ KN/m}$
- Réaction des escaliers :

ELU : 39.17KN/ml

ELS : 28,28 KN/ml

❖ Charge :

ELU : $qu = 1.35 \times 3 + 39,17 = 43,22\text{KN/M}$

ELS : $qs = 3 + 28,28 = 31,28 \text{ KN/M}$

III.5.4 calcul de la sollicitation :

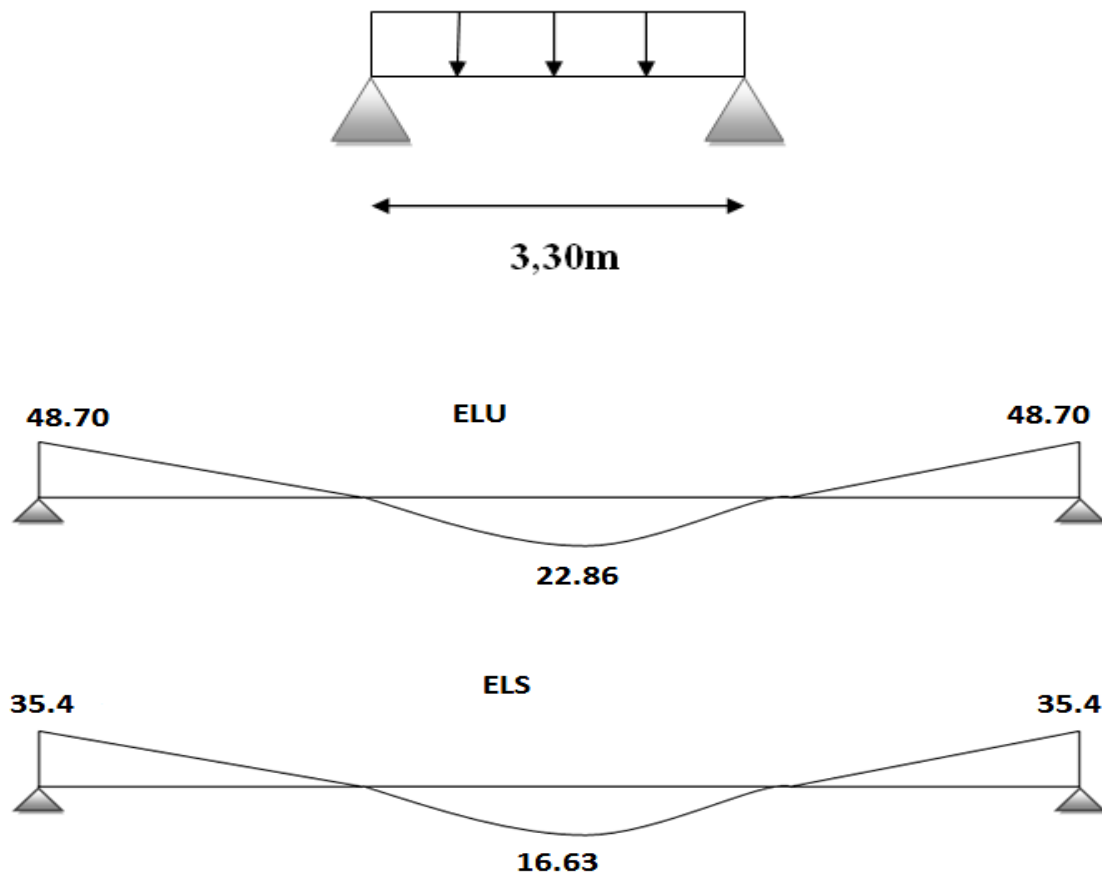


Figure III.13 : schéma statique de poutre palier.

Le tableau suivant résume le résultat précédant :

Tableau III.12 : résultats sollicitation du calcul

	R (KN)	M (KN.m)		T (KN)
		Travée	appui	
ELU	65,20	22,86	48,70	65,20
ELS	59,20	16,63	35,42	59,20

III.5.4.1 Ferrailages de la poutre palière à la flexion :

La fissuration est considérée comme **peu préjudiciable** donc le Ferrailage est en ELU.

Avec :

$$A_s = \frac{M_u}{\beta \cdot d \cdot \sigma_s}, \quad \beta = 1 - 0,4\alpha, \quad \alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}), \quad \mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 \cdot f_{bu}}$$

Si $\mu < \mu_{AB} = 0,186$ (le μ_{AB} est une le signe de référence) $\rightarrow$ section simplement armée, donc $\hat{A}_s = 0$ (les armatures comprimées ne sont pas nécessaires), Avec :

$$\sigma_s = 348 \text{ MPa.}$$

$$f_{bu} = 14,2 \text{ MPa.}$$

Tableau III.13 : Ferrailage de la poutre palière à la flexion.

section	$M_u(\text{KN.m})$	$b(\text{cm})$	$d(\text{cm})$	μ	α	β	$A_s(\text{cm}^2)$	A_s adopté (cm^2)
appui	48,70	30	38	0,0791	0,103	0,958	3,84	3T14=4,62
travée	22,86	30	38	0,0371	0,047	0,981	1,76	3T14=4.62

Condition non fragilité : $A_s > A_{\min}$

Avec :

$$f_{t28} = 2,1 \text{ MPa}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

$$A_{\min} = 0,23bd \frac{f_{t28}}{f_e} = 0,23 \times 30 \times 38 \times \frac{2,1}{400} = 1,37 \text{ cm}^2$$

$$A_{s \text{ appui}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$A_{s \text{ travée}} = 4,62 \text{ cm}^2 > A_{\min} = 1,37 \text{ cm}^2 \dots\dots\dots \text{CV}$$

a) Vérification de l'effort tranchant (CBA93 A.5.1.2.1.1)

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

τ_u : contrainte de cisaillement ultime de calcul .

$\bar{\tau}_u$: Contrainte de cisaillement ultime admissible.

Nous avons une fissuration peu nuisible, d'où :

$$\bar{\tau}_u = \min \left(0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} ; 5 \text{ Mpa} \right)$$

$$0,20 \frac{f_{c28}}{\gamma_b} = 0,20 \times \frac{25}{1,5} = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3,33 ; 5 \text{ Mpa}) = 3,33 \text{ Mpa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd}$$

V_u : l'effort tranchant ultime max .

$$\tau_u = \frac{94,26 \times 10^3}{300 \times 380} = 0,83 \text{ MPa.}$$

$$\tau_u = 0,83 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u = 3,33 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires (**pas de risque de cisaillement**)

• **Espacement des armatures transversales :**

A partir des conditions de **C.B.A 93 (art A.5.1.2.2)** les armatures transversales doivent respecter les conditions suivantes :

$$s_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) = \min (0,9 \times 38 ; 40\text{cm}) = 34,2\text{cm}$$

On adopte : $S_t = 25\text{cm}$

- **Section minimale d'armature d'âme (A_t) :**

$$\frac{A_t f_e}{b S_t} \geq \max\left(\frac{\tau_u}{2}; 0,4\text{MPa}\right)$$

$$\frac{\tau_u}{2} = \frac{0,83}{2} = 0,415\text{ Mpa}$$

$$\text{Donc : } \frac{A_t f_e}{b S_t} \geq 0,415 \Rightarrow A_t = \frac{0,415 \cdot b \cdot S_t}{f_e} = \frac{0,415 \times 300 \times 250}{400} \times 10^{-2} = 0,77\text{ cm}^2$$

On adopte : $2T8 = 1,28\text{cm}^2$

- b) **Vérification des contraintes à ELS :**

La fissuration étant peu nuisible, donc il n'y a pas de vérification à faire sur l'état de l'ouverture des fissures, les vérifications se limitent à l'état limite de compression du béton ; on doit vérifier que : $\sigma_{bc} \leq \bar{\sigma}_{bc} = 15\text{Mpa}$ (C.B.A93 A4.5.2)

$$\sigma_{bc} = k \cdot y$$

$$k = \frac{M_{ser}}{I}$$

$$y = \frac{-15 \cdot A_s}{b} + \frac{\sqrt{(15 \cdot A_s)^2 - (30 \cdot d \cdot A_s)}}{b} \text{ (position de l'axe neutre)}$$

$$I = \frac{b \cdot y^3}{3} + 15 \cdot (d - y)^2$$

Tableau III.14 : Vérification des contraintes à ELS.

section	Moment à ELS (KN.m)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	Y (cm)	I (cm ⁴)	k	σ_{bc} Mpa	$\bar{\sigma}_{bc}$ Mpa	obs
Appui	35,42	30	38	4,52	11,04	62735,58	0,56	6,23	15	CV
Travée	16,63	30	38	2,26	8,20	35618,22	0,46	3,83	15	CV

- c) **Vérification de la flèche :**

Conditions de non vérification de la flèche :(CBA93 B.6.5.1)

$$\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{40}{310} = 0,129 > \frac{1}{16} = 0,0625 \dots\dots\dots\text{CV (1)}$$

$$\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10M_0} \Rightarrow \frac{40}{310} = 0,129 > \frac{0,75M_0}{10M_0} = 0,075 \dots\dots\dots\text{CV (2)}$$

$$\frac{A_s}{b d} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,26}{30 \times 38} = 0,002 < \frac{4,2}{400} = 0,01 \dots\dots\dots\text{CV (3)}$$

$\Rightarrow$ La vérification de la flèche n'est pas nécessaire

III.5.4.2 Calcul de la poutre palière à la torsion:

- ❖ **Moment de torsion (M_{tor}) :**

La poutre palière est soumise à deux moments de torsion de palier et de paillasse.

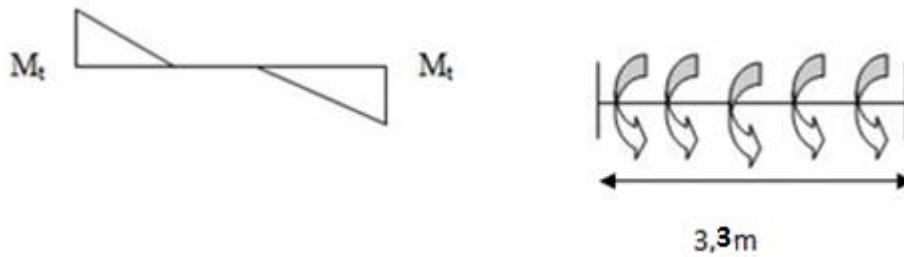


Figure III.14 : schéma statique de la poutre palière.

$$M_{\text{tor}} = \frac{1}{2} M_{\text{appui}} = \frac{1}{2} \times 48,70 = 24,35 \text{ KN.m}$$

❖ **contrainte tangentielle de torsion :**

$$\tau_u = \frac{M_t}{2 \cdot \Omega \cdot b_0} \text{ Avec :}$$

$\Omega = (h - b_0)(b - b_0)$, aire du contour à mi-épaisseur

$b_0 = \frac{b}{6}$ épaisseur de la section creuse

$$b_0 = \frac{30}{6} = 5 \text{ cm}$$

$$\Omega = (h - b_0)(b - b_0) = (400 - 50)(300 - 50) = 87500 \text{ mm}^2$$

$$\tau_u = \frac{24,35 \times 10^3}{2 \times 87500 \times 50} = 0,0028 \text{ MPa}$$

D'après le (BAEL 91 article 5.4.3)

On doit vérifier que :

$$\tau_{u_{\text{tor}}}^2 + \tau_{u_{\text{flex}}}^2 < \bar{\tau}_u^2 = 3,33^2 = 11,08 \text{ Mpa.}$$

$$\tau_{u_{\text{tor}}}^2 + \tau_{u_{\text{flex}}}^2 = 0,0028^2 + 0,83^2 = 0,69 \text{ MPa} < \bar{\tau}_u^2 = 11,08 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

❖ **Détermination des armatures :**

➤ **Armatures longitudinales (A_l) :**

$$A_l \geq \frac{M_{\text{tor}} \cdot \gamma_s \cdot \mu}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} , \text{ Avec: } U = 2 \times [(b - b_0) + (h - b_0)]$$

$\mu = 2 \times [(30 - 5) + (40 - 5)] = 120 \text{ cm}$, (périmètre de l'aire Ω de la section efficace)

$$A_l \geq \frac{24,35 \times 10^5 \times 1,15 \times 120}{2 \times 87500 \times 400} = 4,80 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } 4\text{T16} = 6,16 \text{ cm}^2$$

➤ **Armatures transversales :**

$$\left[\frac{A_t}{S_t} \cdot \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \geq \frac{M_{\text{tor}}}{2 \cdot \Omega} \Rightarrow A_t \geq \frac{M_{\text{tor}} \cdot S_t \cdot \gamma_s}{2 \cdot \Omega \cdot f_e} = \frac{24,35 \times 10^5 \times 25 \times 1,15}{2 \times 87500 \times 400} = 1,00 \text{ cm}^2$$

On adopte: $A = 3\text{T8} = 1,51 \text{ cm}^2$

➤ **les armatures totale : (flexion+ torsion):**

Pour les armatures longitudinales :

- Flexion :
 - appui : 3T14
 - travée : 3T14
- Torsion : 4T14

Pour les armatures transversales on adopte un trois cadres de T8 .

Exemple de ferrailage des escaliers :

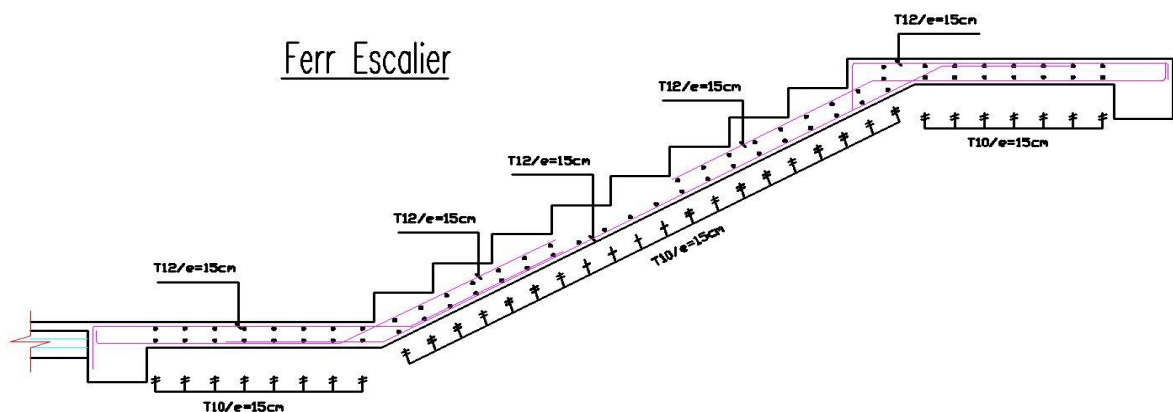


Figure III.15: Schéma de ferrailage des escaliers.

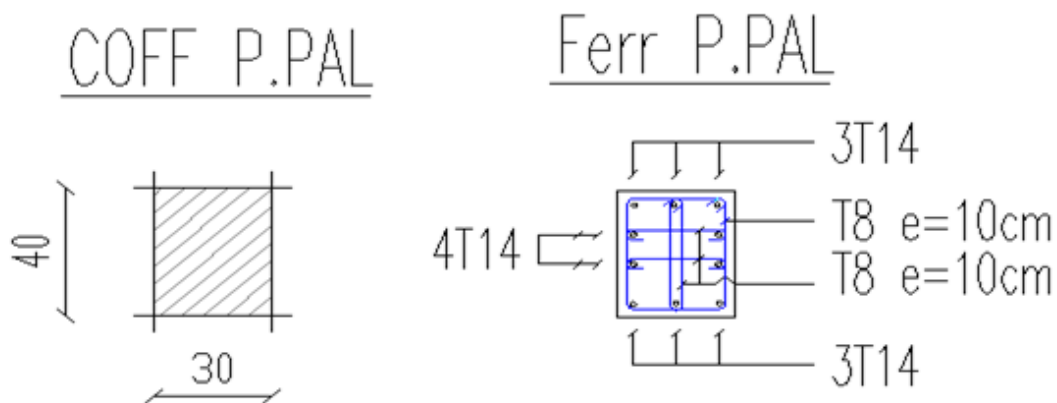


Figure III.16: Schéma de ferrailage de la poutre palière.

III.6 Calcul des plancher :

III.6.1 Introduction :

Nous avons adopté comme plancher pour notre bâtiment un plancher en corps creux qui a pour avantages :

- une bonne isolation phonique et thermique.

- plus léger que la dalle pleine, ce qui implique une diminution du poids total de la structure et par conséquent un facteur prépondérant en terme d'économie.

III.6.2 Calcul des poutrelles :

Le ferrailage des poutrelles se fera en deux étapes :

1ère étape : avant le coulage de la table de compression.

2ème étape : après le coulage de la dalle de compression.

➤ 1ère étape : (avant le coulage) :

La poutrelle est soumise à son poids propre et au poids du corps creux, ainsi qu'à la charge d'exploitation due au personnel sur chantier.

Cette étape correspond à l'avant coulage du béton. La poutrelle se calcule comme une Poutre travaillant isostatiquement.

- (On utilise des poutres préfabriquées sur chantier).
- poids propre de la poutrelle : $0,12 \times 0,04 \times 25 = 0,12 \text{ kn/ml}$
- poids propre du corps creux : $0,65 \times 0,95 = 0,618 \text{ kn/ml}$

$$G = 0,738 \text{ kn/ml}$$

- Surcharge d'exploitation du chantier : $0,65 \times 1 = 0,65 \text{ kn/ml}$

$$Q = 0,65 \text{ kn/ml}$$

❖ Combinaisons :

$$\text{A l'E.L.U : } P_u = 1.35G + 1.5Q \rightarrow P_u = (1,35 \times 0,738) + (1,5 \times 0,65) \rightarrow P_u = 1,97 \text{ kn/ml}$$

$$\text{A l'E.L.S : } P_{ser} = G + Q \rightarrow P_{ser} = 0,738 + 0,65 \rightarrow P_{ser} = 1,39 \text{ kn/ml}$$

- Le moment maximum isostatique, est donné par :

$$M_{max} = PL^2/8 \text{ (dans notre cas } L_{max} = 3.30 \text{ m)}$$

D'où:

$$\text{à l'E.L.U: } M_u = P_u L^2/8 \rightarrow M_u = 4,99 \text{ KN.m}$$

$$\text{à l'E.L.S : } M_{ser} = P_{ser} L^2/8 \rightarrow M_{ser} = 3,52 \text{ KN.m}$$

- L'effort tranchant maximum est donné par :

$$T_{u \max} = P_u \cdot L/2 \rightarrow T_u = 4,43 \text{ KN}$$

$$T_{ser \max} = P_{ser} \cdot L/2 \rightarrow T_{ser} = 3,13 \text{ KN.}$$

Les poutrelles ne sont pas exposées aux intempéries, le calcul se fera à l'E.L.U car la fissuration est jugée peu nuisible.

❖ Ferrailage :

Ces éléments de constructions travaillent souvent à la flexion simple pour laquelle on fera le calcul :

$$\mu = M_u / (b \cdot d^2 \cdot f_{bu}) = 4,99 \times 10^3 / [12 \times (0,9 \times 20)^2 \times 14,2] = 2,26$$

$\mu=2,26 > \mu_c = 0,392$ d'où les armatures comprimées sont nécessaires afin d'équilibrer le moment M.

Mais on est limitée par la section du béton ($12 \times 4 \text{ cm}^2$), Il est donc impératif de prévoir des étais pour que la poutrelle supporte les charges avant le durcissement de la table de compression.

➤ **2eme étape : (après le coulage) :**

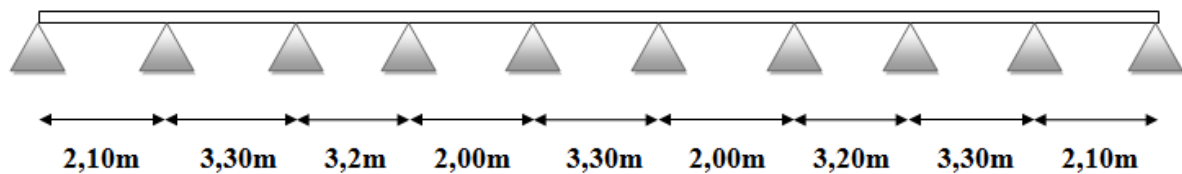
Après le coulage de table de compression, les poutrelles supportant les planchers (G, Q) à charges d'exploitations modérées, les charges et surcharges en jeu sont données dans les tableaux suivants :

Tableau III.15. Les chargements sur les poutrelles.

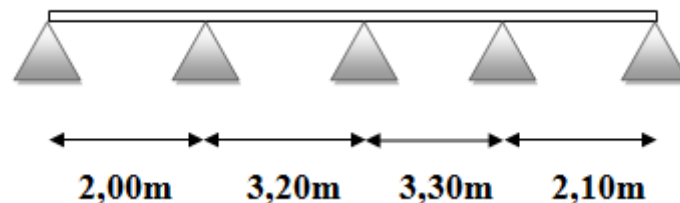
DESIGNATION	G (KN/m ²)	Q (KN/m ²)	ELU 1.35G+1.5Q		ELS G+Q	
			pu	qu $0.65 \times pu$	Ps	qs $0.65 \times pu$
			(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)	(KN/m ²)
Terrasse inaccessible (16+4)	6.33	1	10.04	6.62	7.33	4.10
Habitation (du RDC au 5eme)	5.01	1.50	9.01	5.04	6.51	3.64

III.6.3. Les différents Types des plancher :

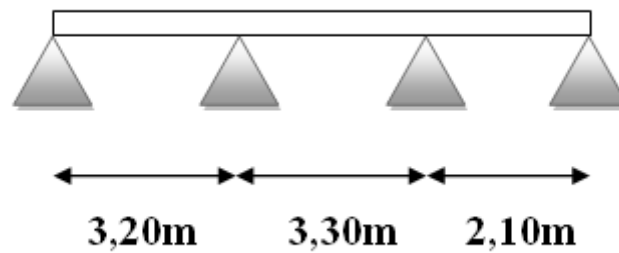
Type 01 :



Type 02 :



Type 03 :



Type 04 :

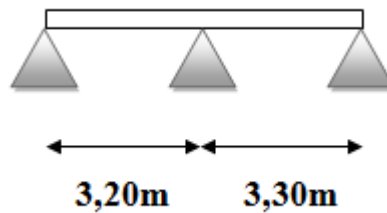


Figure III.17: Les différents Types des plancher .

III.6.4. Choix de la méthode de calcul :

III.6.4.1 Vérification des conditions de la méthode forfaitaire :

- La charge d'exploitation est au plus égale à deux fois la charge permanente ou 5kN/m^2

$$Q=1.5 \leq \max(2G ; 5\text{KN}) = 12.66 \text{ KN} \dots\dots\dots \text{CV}$$

- Les portées consécutives (L_i, L_{i+1}) "i ont un rapport compris entre 0,85 et 1,25.

$$0,85 < L_i / L_{i+1} < 1.25 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

$$0.8 \leq \frac{L_i}{L_{i+1}} \leq 1.25$$

$$\frac{210}{330} = 0.63 < 0.8 \dots\dots\dots \text{CNV}$$

- Donc on adoptera pour le calcul des poutrelles, la méthode dite : **Méthode de CAQUOT minorée.**

III.6.4.2 Principe de méthode de Caquot minoré :

Cette méthode d' « ALBERT CAQUOT », repose sur la méthode des « trois moments », le principe consiste à calculer les moments de flexion selon la démarche suivante :

Le moment maximal en travée s'obtient en chargeant la travée concernée ($1.35G + 1.5Q$) et en déchargeant les 2 travées voisines ($1.35G$).

$$M_t = \frac{qx}{2} (1 - x) + Mw \left(1 - \frac{x}{l} \right) + Me \left(\frac{x}{l} \right)$$

$$X = \frac{1}{2} + \frac{Me - Mw}{ql}$$

q : la charge permanente à l'ELU

x: abscisse de la valeur max du moment en travée.

Le moment maximal sur un appui (i) s'obtient en chargeant les 2 travées l'encadrant

$$Ma = - \frac{qw \times L'w^3 + qe \times L'e^3}{8.5(L'w + L'e)}$$

Avec :

$L' = L$ pour une travée de rive.

$L' = 0,8L$ pour une travée intermédiaire.

q_w : charge permanente à gauche de l'appui.

q_e : charge permanente à droite de l'appui.

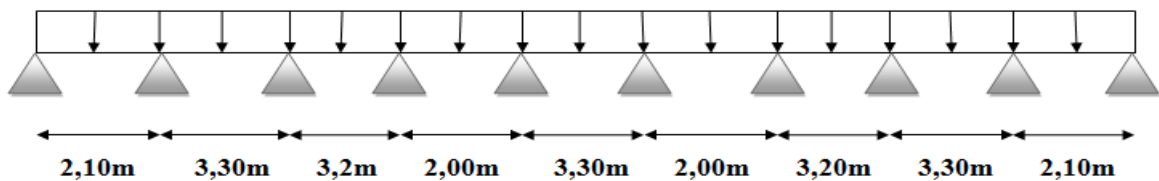
❖ Effort tranchant :

$$Ve = \frac{ql}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

$$Vw = -\frac{ql}{2} + \frac{Me - Mw}{L}$$

Schéma statique :

- **Type 01 : terrasse inaccissible : poutre sur 3 appuis** toutes les travées sont chargées



↳ **Remarque :**

Nous avons calculé les sollicitations sur 05 travée et compte tenu de la symétrie que représente le type en question nous sommes en mesure d'en tirer profit et déduire toutes les sollicitations pour les 04 travées droites.

Tableau III.16 : Moment aux appuis intermédiaires (poutrelle type1-terrasse inaccessible.

Appuis	ELU	ELS	Longueur fictives		Moments (KN.m)	
intermédiaire	$q'g=q'd$	$q'g=q'd$	$l'g$	$l'd$	ELU	ELS
e						

B	4.69	3.40	2.64	2.64	-3.21	-2.33
C	4.69	3.40	2.56	2.56	-3.71	-2.70
D	4.69	3.40	1.60	1.60	-2.75	-2.00
E	4.69	3.40	2.64	2.64	-2.90	-2.11

Tableau III.17 : Moment aux appuis de rive (poutrelle type1 terrasse inaccessible).

Appuis rive	Longueur de la travée (l)	La charge transmise (q)		Moments M0 (KN.m)		Moments aux appuis (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ULS	ELU	ELS
A-A'	2.10	4.69	3.40	0.98	0.69	-0.38	-0.28

Tableau III.18 : Moment en travée (poutrelle type1 terrasse inaccessible).

Travées	X0 (m)		Moments en travée Mt (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	0.76	0.76	0.98	0.69
BC	1.28	1.28	0.63	0.42
CD	1.36	1.36	0.61	0.41
DE	0.78	0.78	1.33	1.46
EF	1.32	1.32	1.18	2.11

Tableau III.19 : Moment sur appuis (poutrelle type1 terrasse inaccessible).

CAS	ELU (KN.m)						ELS (KN.m)					
	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
Cas 1	-0.38	-3.21	-3.71	-2.75	-2.90	-2.90	-0.28	-2.33	-2.70	-2.00	-2.11	-2.11
Cas 2	-0.38	-2.77	-3.32	-2.65	-2.81	-2.81	-0.27	-2.03	-2.43	-1.93	-2.04	-2.04
Cas 3	-0.30	-2.99	-3.36	-2.30	-2.43	-2.43	-0.22	-2.18	-2.45	-1.69	-1.79	-1.79
Mamax	-0.38	-3.21	-3.71	-2.75	-2.90	-2.90	-0.28	-2.33	-2.70	-2.00	-2.11	-2.11

Tableau III.20 : Moment en travée (poutrelle type1 terrasse inaccessible).

Moment sur travées

CAS	ELU (KN.m)					ELS (KN.m)				
	AB	BC	CD	DE	EF	AB	BC	CD	DE	EF
Cas 1	0.98	0.63	0.61	1.33	1.18	0.69	0.42	0.40	1.46	0.85

Cas 2	1.20	0.20	0.83	1.53	1.27	0.82	0.50	0.56	0.99	0.92
Cas 3	0.42	0.94	0.26	0.87	0.81	0.48	0.64	0.85	1.18	0.61
Mamax	1.20	0.94	0.83	1.53	1.27	0.82	0.64	0.85	1.46	0.92

Tableau III.21: Efforts tranchants (poutrelle type1 terrasse inaccessible)

Travées	Efforts tranchants (KN)	
AB	VA= 3.58	VB= -6.26
BC	VB= 6.01	VC= -6.37
CD	VC= 6.96	VD=-5.04
DE	VD= 3.60	VE= -3.90
EF	VE= 6.19	VF= -6.19

❖ Sollicitation max :

Tableau III.22: sollicitation max du calcul

TERRASSES INACCESSIBLE	ELU	ELS
Ma max (KN.M)	3.71	2.70
Mt max (KN. m)	1.20	0.98
T max (KN)	6.96	4.62

III.6.4.3 Ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible):

❖ En travées :

$$M_{\max} = 3,71 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

Le moment reprise par la table de compression :

$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot \sigma_b \Rightarrow M_r = 0,65 \cdot 0,04 \cdot \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 59 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow M_r > M_{\max}$$

Donc L'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b = 65\text{cm}$ et de hauteur $h = 20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{3,71 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,014 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivot A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,017$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,99 \times 18 = 17,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z_{\sigma s}} = \frac{3.71 \times 10^3}{0,1782 \times 348} \Rightarrow A_s = 0,59 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

On adopte: **3 HA 10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$)**.

❖ **En appuis :**

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 12 cm et de hauteur $h=20\text{cm}$.

M max = 1,27 KN.m

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b.d^2.\sigma_b} = \frac{1.20 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0.0045 < \mu_{AB} = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivout A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,006$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$Z = \beta.d \Rightarrow Z = 0,99 \times 18 = 17,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z_{\sigma s}} = \frac{3.71 \times 10^3}{0,1782 \times 348} \Rightarrow A_s = 0,59 \text{ cm}^2$$

➤ **Condition de non fragilité :**

$$A_{\min} = 0,23.b.d.\frac{f_{t28}}{f_e} = 1,41 \text{ cm}^2$$

Tableau III.23: ferrailage des poutrelles (terrasse inaccessible) sur appui et travée.

	M max (kn.m)	μ	α	Z (cm)	σ_s (Mpa)	As (cm ²)	As min (cm ²)	choix	As adopté (cm ²)
Travée	3.71	0,014	0,017	17,82	348	0.58	1,41	3HA10	2,36
appuis	1.20	0,0045	0,006	17,82	348	0.59	0,26	1HA12	1.13

➤ Donc les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

Les armateurs transversaux : (art. A.7.2.2 / BAEL91)

On remarque bien que les conditions sont vérifiées donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais la disposition constructive est nécessaire.

$$\emptyset \leq \min (h/35, b_0/10, \emptyset \text{ longitudinale}) = (5,7 ; 12 ; 12) \text{ mm}$$

On adopte : **1Ø8 = 8 mm**

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de Ø8

▪ **Espacement : (Art. A .5 .1. 22. BAEL 91)**

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}.$$

on Adopte : $S_t = 15 \text{ cm}$ En zone courante.

$S_t = 10 \text{ cm}$ En zone nodale.

➤ **Vérification des contraintes à ELS :**

Des deux vérifications ci dessus on conclut que les contraintes dans le béton sont vérifiées.

➤ **contrainte limite de compression du béton est: d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]**

$$\overline{\sigma_{bc}} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \overline{\sigma_{bc}} = 15 \text{ MPa}$$

➤ **contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en fissuration**

$$\text{préjudiciable: } \overline{\sigma_s} = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 266.66 \text{ MPa}$$

➤ **calcul des contraintes:**

la contrainte étant soumis à un moment M_{ser} , la contrainte a une distance x de l'axe neutre est:

$$\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x, \text{ on pose } k = \frac{M_{ser}}{I} \text{ et on a:}$$

la contrainte limite dans le béton comprimé ($x = y$) $\Rightarrow \sigma_{bc} = k y$

La position de l'axe neutre: $b y^2 + 30 A_s y - 30 d A_s = 0$, dont la solution est:

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right]$$

On calcul le moment d'inertie: $I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2]$

$$\sigma_s = 15 k (d - y)$$

La vérification des contraintes à L'ELS donnée dans les tableaux suivants.

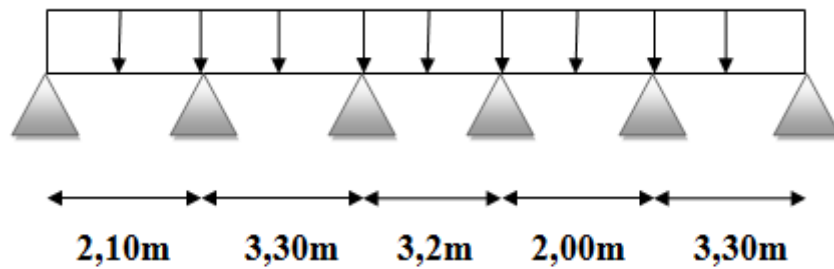
Tableau III.24: vérification la contraint de compression du béton

section	M_{ser} (n.m)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_{bc}}$ (Mpa)	obs
appui	2700	12	18	2,67	7,65	5422,2	14,1	15	CV
travée	980	65	18	2,36	3,92	8323,1	3,58	15	CV

Tableau III.25: vérification la contraint de traction de l'acier

section	M_{ser} (n.m)	b (cm)	d (cm)	A_s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma_s}$ (Mpa)	obs
appui	2700	12	18	2,67	7,65	5422,24	286,4	348	CV
travée	980	65	18	2,36	3,92	8323,03	192,9	348	CV

Schémas statiques:

Type 01 RDC + étage courant : toutes les travées sont chargé**Tableau III.26:** Moment aux appuis de rive (poutrelle type1 RDC et étages courant).

Appuis rive	Langueur de la travée (l)	La charge transmise (q)		Moments M0 (KN.m)		Moments aux appuis (KN.m)	
		ELU	ELS	ELU	ELS	ELU	ELS
A- A'	2.10	4.40	3.15	0.84	0.70	-0.36	-0.18

Tableau III.27: Moment sur appuis (poutrelle type1 RDC et étage courant).

CAS	ELU (KN.m)						ELS (KN.m)					
	A	B	C	D	E	F	A	B	C	D	E	F
Cas 1	-0.36	-2.99	-3.47	-2.59	-2.72	-2.72	-0.18	-2.14	-2.49	-1.85	-1.95	-1.95
Cas 2	-0.36	-2.35	-2.89	-2.89	-2.80	-2.80	-0.18	-1.71	-2.10	-1.71	-1.85	-1.85
Cas 3	-0.16	-2.68	-2.94	-1.90	-2.57	-2.57	-0.09	-1.93	-2.13	-1.39	-1.65	-1.65
Mamax	-0.36	-2.99	-3.47	-2.89	-2.80	-2.80	-0.18	-2.14	-2.49	-1.85	-1.95	-1.95

Tableau III.28: Moment sur travées (poutrelle type1 RDC et étage courant).

CAS	ELU (KN.m)					ELS (KN.m)				
	AB	BC	CD	DE	EF	AB	BC	CD	DE	EF
Cas 1	0.84	1.53	0.67	1.25	1.11	0.70	0.30	0.46	0.89	0.77
Cas 2	1.16	0.53	0.75	1.79	1.25	0.85	0.033	0.63	1.16	0.87
Cas 3	0.46	0.01	0.068	0.81	0.02	0.38	0.046	0.58	0.75	0.04
Mamax	1.16	1.53	0.75	1.25	1.25	0.85	0.30	0.63	1.16	0.87

Tableau III.29: Moment en travée (poutrelle type1 RDC et étage courant).

Travées	X0 (m)		Moments en travée Mt (KN.m)	
	ELU	ELS	ELU	ELS
AB	0.76	0.76	0.98	0.69
BC	1.28	1.28	0.63	0.42
CD	1.36	1.36	0.61	0.41
DE	0.78	0.78	1.33	1.46
EF	1.32	1.32	1.18	2.11

Tableau III.30: Efforts tranchants (poutrelle type1 RDC et étage courant).

Travées	Efforts tranchants (KN)	
AB	VA= 1.81	VB=-5.43
BC	VB= 5.62	VC= -5.98
CD	VC= 5.97	VD= -5.29
DE	VD= 3.44	VE= -3.60
EF	VE= 5.80	VF= -5.80

Sollicitation max :**Tableau III.31:** sollicitation max du calcul

L'étage courante +RDC	ELU	ELS
Ma max (KN. m)	3.47	2.49
Mt max (KN. m)	1.53	0.87
T max (KN)	5.97	5.72

III.6.4.4 Ferrailage des poutrelles (Etage courante + RDC):

➤ En travée :

$$M_{\max} = 3.47 \text{ kn.m} \quad \sigma_b = 14,2 \text{ Mpa}$$

Le moment reprise par la table de compression

$$M_r = b \cdot h_0 \cdot \left(d - \frac{h_0}{2}\right) \cdot \sigma_b \Rightarrow M_r = 0,65 \times 0,04 \times \left(0,18 - \frac{0,04}{2}\right) \cdot 14,2 \cdot 10^3 = 59 \text{ kn.m}$$

$$\Rightarrow M_r > M_{\max}$$

Donc l'axe neutre tombe dans la table de compression, la section en T sera calculée comme une section rectangulaire de largeur $b=65\text{cm}$ et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{3.47 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,013 < \mu_c = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivout A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,99 \times 18 = 17,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{3.47 \times 10^3}{0,1782 \times 348} \Rightarrow A_s = 0.59 \text{ cm}^2$$

❖ Condition de non fragilites:

$$A_{\min} = 0,23 \cdot b \cdot d \cdot \frac{f_{t28}}{f_{ce}} = 1,61 \text{ cm}^2$$

On adopte: 3HA10 ($A_s = 2,36 \text{ cm}^2$)

➤ Sur appui:

Le moment est négatif, la table de compression est tendue, la section en té sera calculée comme une section rectangulaire de largeur 12 cm et de hauteur $h=20\text{cm}$.

$$M_{\max} = 1.53 \text{ kn.m}$$

$$\mu = \frac{M_{\max}}{b \cdot d^2 \cdot \sigma_b} = \frac{1.53 \times 10^3}{65 \times 18^2 \times 14,2} = 0,0013 < \mu_c = 0,186 \Rightarrow (A_s' = 0) \Rightarrow \text{pivout A}$$

$$\alpha = 1,25(1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \Rightarrow \alpha = 0,016$$

$$\beta = 1 - 0,4\alpha \Rightarrow \beta = 0,99$$

$$Z = \beta \cdot d \Rightarrow Z = 0,99 \times 18 = 17,82 \text{ cm}$$

$$A_s = \frac{M_{\max}}{Z \cdot \sigma_s} = \frac{1.53 \times 10^3}{0,1782 \times 348} \Rightarrow A_s = 0.59 \text{ cm}^2$$

Tableau III.32: ferrailage des poutrelles (Etage courante + RDC) en travée

	M max (KN. m)	μ	α	Z (cm)	σ_s (Mpa)	As (cm ²)	As min (cm ²)	choix	As adopté (cm ²)

appuie	1.53	0,013	0,016	17,82	348	0.59	1.62	1HA12	1.13
travée	9,00	0,013	0,016	17,82	348	0.59	1,41	3HA10	2,36

▪ **Vérification de l'effort tranchant : (CBA93 A.5.1.2.1.1)**

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

$$\tau_u = \frac{T \max}{b \times d} < \bar{\tau}_u = \min \left(0,15 \frac{f_{c28}}{\gamma b}, 4 \text{ Mpa} \right).$$

$$\tau_u = \frac{5,97 \times 10^3}{120 \times 180} = 0,27 \text{ Mpa} < \bar{\tau}_u = 2,5 \text{ Mpa} \dots \dots \dots \text{CV}$$

Donc les armateurs transversaux ne sont pas nécessaires.

▪ **Les armateurs transversaux : (art. A.7.2.2 / BAEL91)**

On remarque bien que les conditions sont vérifiées donc les armatures transversales ne sont pas nécessaires, mais la disposition constructive est nécessaire

$$\emptyset \leq \min (h/35, b_0/10, \emptyset \text{ longitudinale}) = (5,7 ; 12 ; 12) \text{ mm} .$$

On adopt : 1Ø8 = 8 mm

Les armatures transversales sont réalisées par un étrier de Φ8

▪ **Espacement : (Art. A .5 .1. 22. BAEL 91)**

$$S_t \leq \text{Min} (0,9d ; 40 \text{ cm}) = 18 \text{ cm}.$$

On adopt : **$S_t = 15 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (En zone courante).**

$S_t = 10 \text{ cm} \dots \dots \dots$ (En zone nodale).

➤ **Vérification des contraintes à ELS :**

Des deux vérifications ci dessus on conclut que les contraintes dans le béton sont vérifiées.

- **contrainte limite de compression du béton est: d'après le BAEL91 Article [A.4.5, 2]**

$$\bar{\sigma}_{bc} = 0,6 f_{cj} = 0,6 f_{c28} = 0,6 \times 25 \Rightarrow \bar{\sigma}_{bc} = 15 \text{ MPa}$$

- **contrainte limite de traction de l'acier: BAEL91 Article [A.4.5, 32], en**

$$\text{fissuration préjudiciable: } \bar{\sigma}_s = \min \left\{ \frac{2}{3} f_e ; \max \left(0,5 f_e ; 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \right\} = 266,66 \text{ MPa}$$

calcul des contraintes: la contrainte étant soumise à un moment M_{ser} , la contrainte à une

distance x de l'axe neutre est: $\sigma(x) = \frac{M_{ser}}{I} x$, on pose $k = \frac{M_{ser}}{I}$ et on a:

la contrainte limite dans le béton comprimé ($x = y$) $\Rightarrow \sigma_{bc} = k y$

La position de l'axe neutre: $b y^2 + 30 A_s y - 30 d A_s = 0$, dont la solution est:

$$y = \frac{15 A_s}{b} \left[\sqrt{1 + \frac{bd}{7,5 A_s}} - 1 \right]$$

On calcul le moment d'inertie: $I = \frac{b y^3}{3} + 15 [A_s (d - y)^2]$

$$\sigma_s = 15k(d - y)$$

La vérification des contraintes à L'ELS donnée dans les tableaux suivants.

Tableau III.33: vérification la contraint de compression du béton

section	Mser KN.m	b (cm)	d (cm)	As (cm ²)	X (cm)	I (cm ⁴)	σ_s (Mpa)	$\overline{\sigma}_{bc}$ (Mpa)	obs
appui	8640	12	18	2,26	7,65	5422,24	12,186	15	CV
travée	6500	65	18	2,36	3,92	8323,03	3,06	15	CV

▪ Vérification de la flèche:

Condition de non vérification de la flèche:

1. $\frac{A_s}{bd} \leq \frac{4,2}{f_e} \Rightarrow \frac{2,36}{65 \times 18} = 0,002 < \frac{4,2}{400} = 0,010 \dots \dots CV$
2. $\frac{h}{l} \geq \frac{1}{16} \Rightarrow \frac{20}{450} = 0,04 < \frac{1}{16} = 0,06 \dots \dots \dots CNV$
3. $\frac{h}{l} \geq \frac{M_t}{10 \times M_0} \Rightarrow 0,04 < \frac{0,7 M_0}{10 M_0} = 0,07 \dots \dots \dots CNV$

Donc la vérification de la flèche est nécessaire

Évaluation de la flèche

$$f_i = \frac{M l^2}{10 E_i I_{fi}} \quad f_v = \frac{M l^2}{10 E_v I_{fv}}$$

Calcule de (I_{fi} ; I_{fv}):

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \mu \times \lambda_i)} \quad I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{(1 + \mu \times \lambda_v)} \quad \rho = \frac{A_s}{bd} = 0,002$$

$$\lambda_i = \frac{0,05 f_{t28}}{(2 + 3 \frac{b_0}{b}) \times \rho} = \frac{0,05 \times 2,1}{(2 + (3 \times \frac{0,04}{0,65})) 0,002} = 24,03$$

$$\lambda_v = \frac{2}{5} \lambda_i = 9,61$$

$$\mu = 1 - \frac{1,75 \times f_{t28}}{(4 \times \rho \times \sigma_s) f_{t28}} = 1 - \frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,002 \times 348) + 2,1} = 0,752$$

$$\sigma_s = \frac{M_{ser}}{d \times \beta \times A_s} = \frac{3.47 \times 10^6}{180 \times 0,98 \times 2,36 \times 10^2} \Rightarrow \sigma_s = 83,35 \text{ Mpa}$$

$$y_G = \frac{\frac{b \times h^2}{2} + \eta d A_s}{bh + \eta A_s} = \frac{\left(\frac{65 \times 20^2}{2}\right) + (15 \times 18 \times 2,36)}{(65 \times 20) + (15 \times 2,36)} = 10,21 \text{ cm}$$

$$I_0 = \frac{b \times h^3}{12} + bh \left(\frac{h}{2} - y_G\right)^2 + \eta A_s (d - y_G)^2$$

$$I_0 = \frac{65 \times 20^3}{12} + (65 \times 20) \times (10 - 10,21)^2 + (15 \times 2,36) \times (18 - 10,21)^2$$

$$I_0 = 4,55 \times 10^4 \text{ cm}^4 \dots \dots \dots \text{Donc:}$$

$$I_{fi} = \frac{1,1 \times 4,55 \times 10^4}{1 + (24,03 \times 0,752)} = 2,62 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times 4,55 \times 10^4}{1 + (9,61 \times 0,752)} = 6,08 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

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

$$E_v = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} = 10818,87 \text{ Mpa}$$

Calcule des contraintes correspondront à chaque cas :

- Charge permanentes :**

$$G = 6,33 \text{ KN/m}^2 \quad L = 3,3 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{G \times L^2}{8} = 8.61 \text{ Kn.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_a = 0,4M_0 = 3,44 \text{ Kn.m} \\ M_t = 0,7M_0 = 6,02 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$\frac{by^2}{2} + \eta A_s (y - d) = 0 \Rightarrow 65y^2 + 70,8y - 1274,4 = 0$$

$$\Rightarrow y^2 + 1,09y - 19,6 = 0$$

$$\Rightarrow y = 3,91 \text{ cm}$$

$$I = \frac{bx^3}{3} + \eta A_s (x - d)^2 \Rightarrow I = \left(\frac{65 \times 3,91^3}{3}\right) + ((15 \times 2,36) \times (18 - 3,91)^2)$$

$$\Rightarrow I = 8,32 \times 10^3 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Donc: } \left\{ \begin{array}{l} \sigma_b = 5,26 \text{ Mpa} . \\ \sigma_s = 83,35 \text{ Mpa} . \end{array} \right.$$

- Charge d'exploitations:**

$$Q = 1 \text{ KN/m}^2 \quad L = 3,3 \text{ m}$$

$$M_0 = \frac{Q \times L^2}{8} = 1,36 \text{ Kn.m} \quad \left\{ \begin{array}{l} M_a = 0,4M_0 = 0,54 \text{ Kn.m} \\ M_t = 0,7M_0 = 0,95 \text{ Kn.m} \end{array} \right.$$

$$y = 3,91 \text{ cm}$$

$$I = 8,32 \times 10^3 \text{ cm}^4.$$

$$\text{Donc: } \sigma_b = 0,832 \text{ Mpa}.$$

$$\sigma_s = 44,96 \text{ Mpa}.$$

Calculs de μ :

$$\text{Charge permanentes} \Rightarrow \mu = 1 - \left(\frac{1,75 \times 2,1}{(4 \times 0,002 \times 282,48) + 2,1} \right) = 0,157$$

$$\text{Charge d'exploitations} \Rightarrow \mu = 0$$

• **Flèche due aux charges permanentes différées (f_{gv}) :**

$$I_{fv} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (0,4 \mu \times \lambda_v)} = \frac{1,1 \times 8,32 \times 10^3}{1 + (0,4 \times 0,157 \times 9,61)} = 5,7 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$f_{gv} = \frac{Ml^2}{10E_v I_{fv}} = \frac{11,2 \times 3,3^2 \times 10^{12}}{10 \times 10818,87 \times 5,7 \times 10^3 \times 10^4} \Rightarrow f_{gv} = 19,60 \text{ mm}.$$

• **Flèche due aux charges permanentes instantanées (f_{gl}) :**

$$I_{fl} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_l)} = \frac{1,1 \times 8,32 \times 10^3}{1 + (0,157 \times 24,03)} = 1,92 \times 10^2 \text{ cm}^4$$

$$f_{gl} = \frac{Ml^2}{10E_l I_{fl}} = \frac{11,2 \times 3,3^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,2 \times 1,92 \times 10^3 \times 10^4} \Rightarrow f_{gl} = 19,56 \text{ mm}.$$

• **Flèche due aux surcharges (f_{ql}) :**

$$\mu = 0$$

$$I_{fl} = \frac{1,1 \times I_0}{1 + (\mu \times \lambda_l)} = \frac{1,1 \times I_0}{1} = 1,1 \times 8,32 \times 10^3 \Rightarrow I_{fl} = 9,15 \times 10^3 \text{ cm}^4$$

$$f_{ql} = \frac{Ml^2}{10E_l I_{fl}} = \frac{1,77 \times 3,3^2 \times 10^{12}}{10 \times 32164,2 \times 9,15 \times 10^3 \times 10^4} \Rightarrow f_{ql} = 0.69 \text{ mm}.$$

○ **La flèche totale :**

$$f_T = f_{gv} - f_{gl} + f_{ql}$$

$$f_T = 19,60 - 19,56 + 0.69 \Rightarrow f_T = 0.73 \text{ mm}.$$

○ **La flèche admissible :**

$$\bar{f} = \frac{L}{500} = \frac{3300}{500} \Rightarrow \bar{f} = 6.6 \text{ mm}.$$

$$\text{Donc: } f_T = 0.73 \text{ mm} < \bar{f} = 6.60 \text{ mm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

III.6.4. 5 Ferrailage de la table de compression :

La table de compression doit être armée d'un quadrillage de barres dont les dimensions des mailles ne doivent pas dépasser :

20 cm pour les armatures perpendiculaires aux nervures

30 cm pour les armatures parallèles aux nervures

Les sections des armatures doivent normalement satisfaites aux conditions suivantes :

$$50 \text{ cm} \leq L_n \leq 80 \text{ cm} \dots\dots\dots A \geq \frac{4L_n}{f_e}$$

Dans notre cas : $L_n = 65\text{cm}$ et $f_e = 400\text{MPa}$

$$A \geq \frac{4 \times 65}{400} = 0,65\text{cm}^2$$

On adopte : $AS_{\perp} = 5\emptyset 6 = 1,41\text{cm}^2$ avec un espacement $ST = 15\text{cm}$

▪ Armatures de répartition :

$$AS_0 = \frac{AS_{\perp}}{2} = \frac{1,41}{2} = 0,705\text{cm}^2.$$

$$AS_{\perp} = 0,705\text{cm}^2.$$

On adopte : $AS_{\perp} = 5\emptyset 6 = 1,41\text{cm}^2$ avec un espacement $ST = 15\text{cm}$.

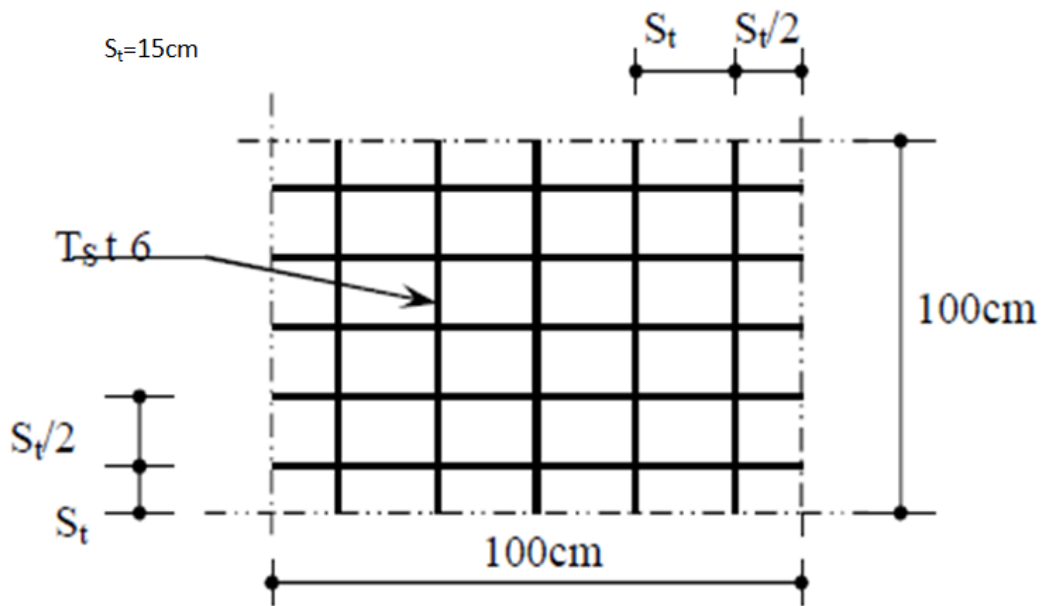


Figure III.18 : Disposition constructive des armatures de la dalle de compression

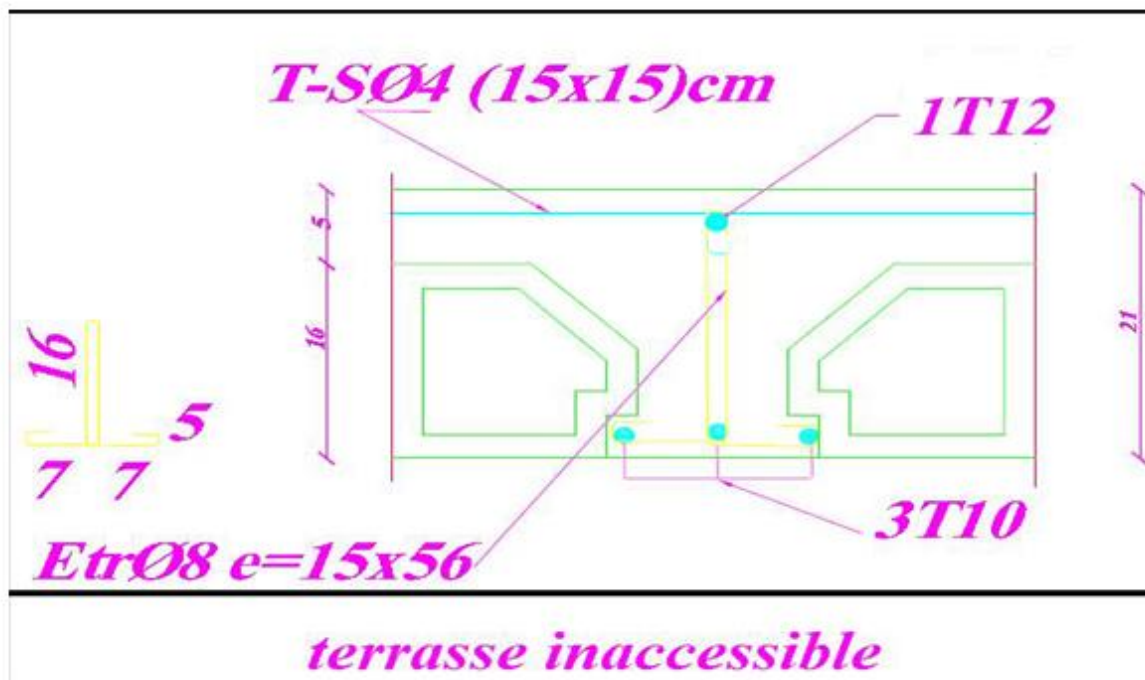


Figure III.19 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle (terrasse)

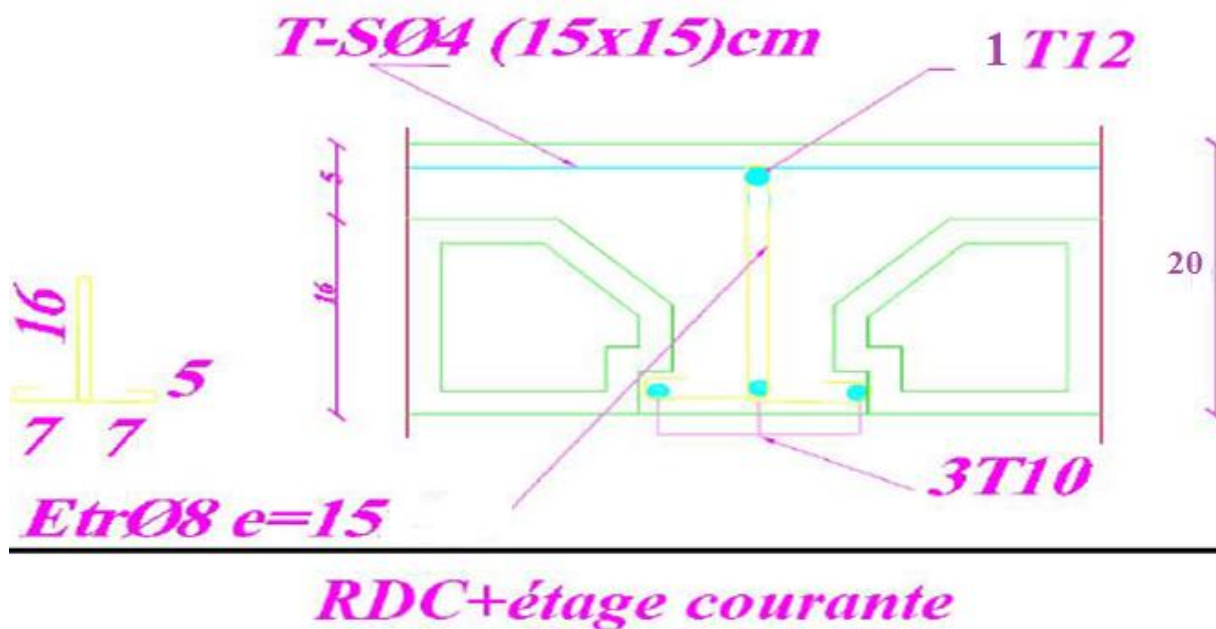


Figure III.20 : Disposition constructive des armatures dans la poutrelle (RDC+étage courante)

CHAPITRE IV:
ETUDE SISMIQUE.

IV.1. Introduction :

Parmi les catastrophes naturelles qui frappent la surface de la Terre, les séismes sont sans doute celles qui ont les effets les plus dévastateurs en milieu urbain. Face à ce danger, et à son imprévisibilité, il est nécessaire de construire des ouvrages capables de résister à de tels phénomènes, afin d'assurer une protection au moins acceptable des vies humaines, d'où l'émergence de la construction parasismique. Cette dernière repose généralement sur une étude dynamique des constructions de ferments.

IV.2. Objectif de l'étude sismique :

Le but premier de l'étude dynamique de la structure est de déterminer les propriétés dynamiques spécifiques de la structure lors de ses vibrations. Une telle étude de notre structure telle qu'elle est souvent très complexe, c'est pourquoi on fait souvent appel à des modèles qui permettent de simplifier suffisamment les problèmes pour en permettre l'analyse.

IV.3. Méthode de calcul sismique :

D'après le RPA 99/2003 [3], Le calcul des forces sismiques peut être mené suivant trois méthodes :

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

IV.3.1. Description de logiciel :

ETABS : Extended Three Dimensional Analyses of Building System, (ETABS) est un logiciel de calcul et de conception d'ouvrages d'art particulièrement adopté pour les bâtiments et les ouvrages de génie civil.

il permet dans un même environnement la captation graphique des ouvrages avec une bibliothèque d'éléments autorisant l'approche du comportement de ce type d'ouvrages.

il offre de nombreuses possibilités d'analyse des efforts statiques et dynamiques avec des compléments de conception et facilite l'interprétation des résultats et la mise en forme des notes de calcul et des rapports explicatifs.

il permet également de réaliser les étapes de modélisation de manière globale.

IV.3.2. Modélisation :

La modélisation revient à représenter un problème physique possédant un nombre de degré de liberté (DDL) infini par un modèle ayant un nombre de DDL fini, et qui reflète avec une bonne précision les paramètres du système d'origine à savoir : la masse, la rigidité et l'amortissement.

En d'autres termes, La modélisation est la recherche d'un mécanisme simplifié qui nous rapproche le plus possible du comportement réel de la structure, en tenant compte le plus correctement possible de la masse et de la rigidité de tous les éléments de la structure .

L'étude de cette structure est basée sur les résultats d'une modélisation en trois dimensions à l'aide du logiciel ETABS.

✓ **Critère de classification :**

- Classification de la zone : **zone IIa**
- Classification de l'ouvrage selon leur importance : **Groupe 2**
- Classification du site : **S3**
- Classification de l'ouvrage selon leur configuration : **Régularité en plan et en élévation**
- Classification du système de contreventement : **Structure en béton armé** catégorie de structure - type de contreventement : **Mixte portiques/voiles par interaction**

✓ **Hypothèse de calcul :**

- Règlement : RPA99 version 2003
- Bâtiment : groupe d'usage 2
- Béton ordinaire : $f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
- Acier f_{eE400}

IV.3.2.1. Etape de la modélisation :

La modélisation sur ETABS consiste en les étapes suivantes :

- Initialiser le modèle (unités, grilles, niveaux).
- Définir la géométrie du modèle ;
- Définir les paramètres de l'analyse (matériaux, sections ... etc) et les assigner aux éléments ;
- Spécifier les conditions aux limites (appuis et diaphragmes) ;
- Définir les cas de charge (Statique et dynamique) et les appliquer aux éléments ;
- Spécifier les options d'analyse (options de l'analyse modale) ;
- Exécuter l'analyse et apporter des corrections au modèle s'il y a lieu ;
- Exploiter les résultats d'analyse (visualisation graphique, listes, exportation des résultats ... etc.)

✓ **Donnée de base :**

Caractéristiques de matériaux :

❖ Béton :

Material Property Data

General Data

Material Name: C25/30

Material Type: Concrete

Directional Symmetry Type: Isotropic

Material Display Color: [Red Box] Change...

Material Notes: Modify/Show Notes...

Material Weight and Mass

☒ Specify Weight Density ☐ Specify Mass Density

Weight per Unit Volume: 24,9926 kN/m³

Mass per Unit Volume: 2,548538 kN-s²/m⁴

Mechanical Property Data

Modulus of Elasticity, E: 32164195,12 kN/m²

Poisson's Ratio, U: 0,2

Coefficient of Thermal Expansion, A: 0,00001 1/C

Shear Modulus, G: 13401747,97 kN/m²

❖ Acier :

Material Property Design Data

Material Name and Type

Material Name: FY400

Material Type: Rebar, Uniaxial

Design Properties for Rebar Materials

Minimum Yield Strength, Fy: 400000 kN/m²

Minimum Tensile Strength, Fu: 400000 kN/m²

Expected Yield Strength, Fye: 400000 kN/m²

Expected Tensile Strength, Fue: 400000 kN/m²

IV.3.2.2. Dimensionnement des éléments principaux de la structure :

Tableau IV.1 : Dimensionnement des éléments principaux de la structure.

Eléments	poteau	poutres		nervure	palier	paillasse	voile	balcon
		principales	secondaires					
dimension	30×40	30×40	30×35	16+4	20	20	20	15

- Les dimensions en plan : voir les plans.
- Les dimensions en élévation : Hauteur des étages = 3,10 m.
- Hauteur de RDC = 3,40 m.

Combinaisons des charges et Combinaisons sismique :

- ELU : $1.35G + 1.5Q$
- ELS : $G + Q$
- $G + 0.2Q$
- $G + Q + Ex$
- $G + Q + Ey$
- $0.8G + Ey$
- $0.8G + Ey$

IV.3.2.3. Donnée de spectre de réponse :

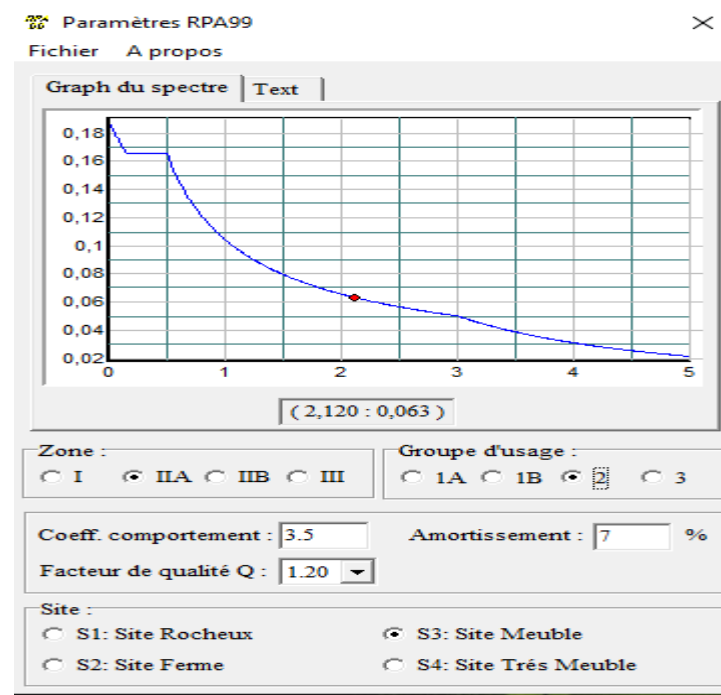


Figure IV.1 : Données du spectre de réponse.

➤ **Présentation de la vue de la structure :**

La modalisation de notre structure à partir du logiciel ETABS 2013 nous a donné la vue suivante :

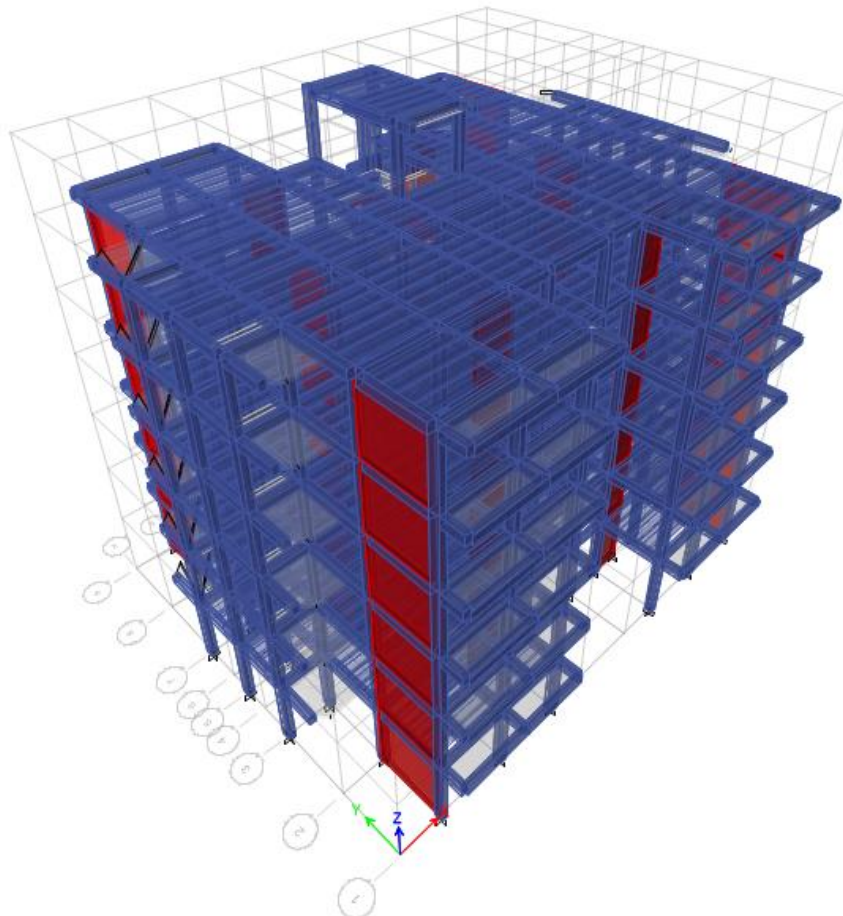


Figure IV.2: La vue en 3 D

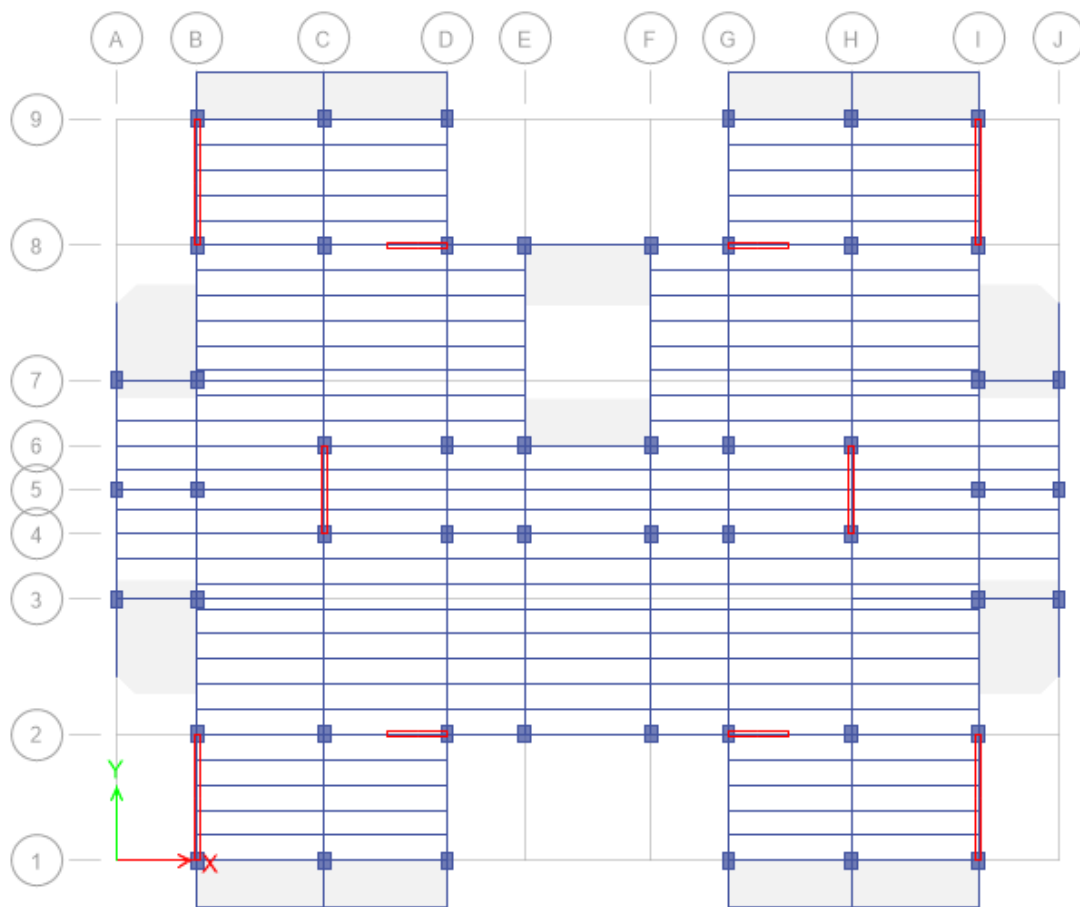


Figure IV.3 : La vue en plan

IV.3.2.4. Choix la disposition des voiles :

Dans cette partie, nous allons examiner l'analyse du comportement dynamique de plusieurs variantes afin d'aboutir à une meilleure conception parasismique, dans ce volet, nous ramènerons à comparer les périodes propres des différentes variantes aux valeurs obtenues en appliquant les formules empiriques du (RPA99/V2003).

En premier lieu, le choix d'une variante est basé sur le fait d'avoir des mouvements de translations pour le premier et deuxième mode et pour le troisième mode un mouvement de torsion avec un faible coefficient de participation modale. Lors de la recherche d'une meilleure disposition de voiles, nous essayons au mieux de réduire la distance entre le centre de masses et de rigidité cela afin d'avoir un moment de torsion, dû à l'action horizontale qui peu sollicité la structure, le plus faible possible. La disposition des voiles doit remplir certaines conditions :

- Le nombre doit être suffisamment grand pour assurer une rigidité suffisante
- Tout en restant dans le domaine économique.

- S'assurer d'un écart minimal.
 - Répartition homogène des masses et de la dureté.
- Après plusieurs simulations de positionnement des voiles, nous avons choisi une variable pour laquelle sur l'instantané des résultats Satisfait. Cette structure proposée est illustrée dans la figure :

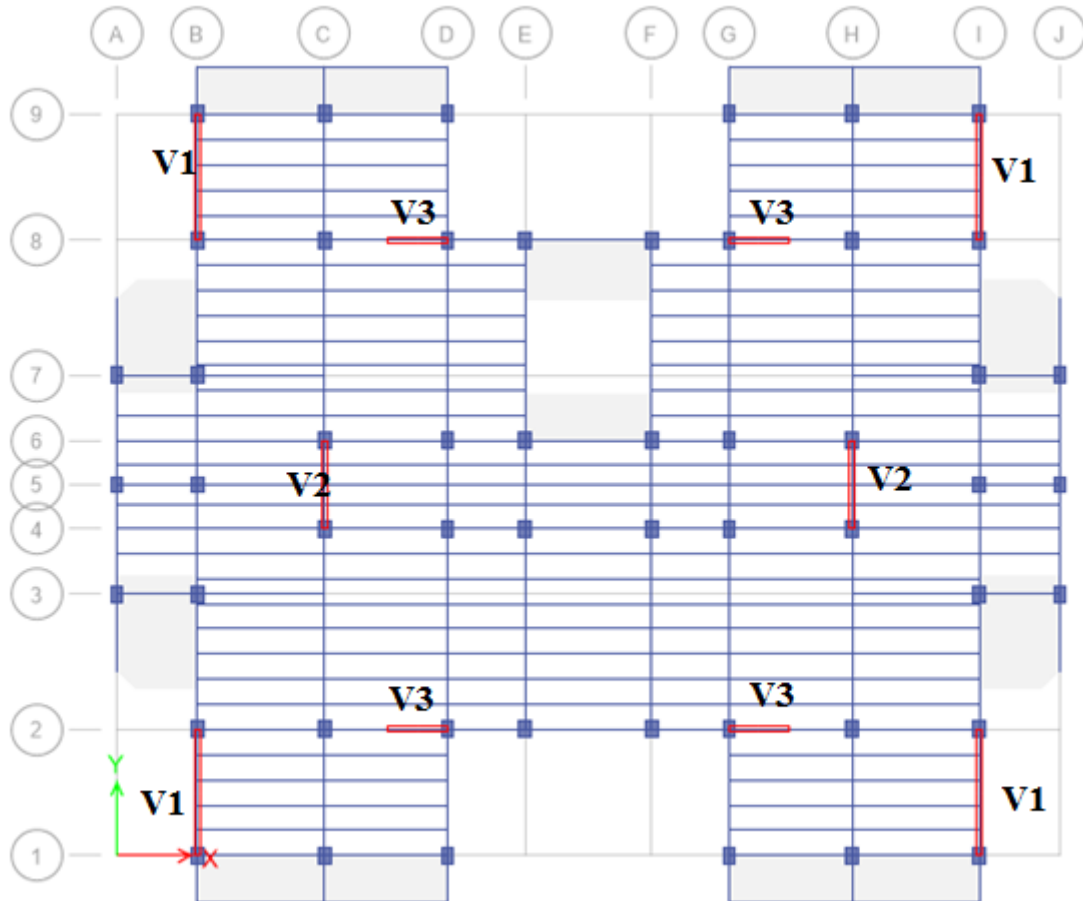


Figure IV.4 : Disposition des voiles. 2D

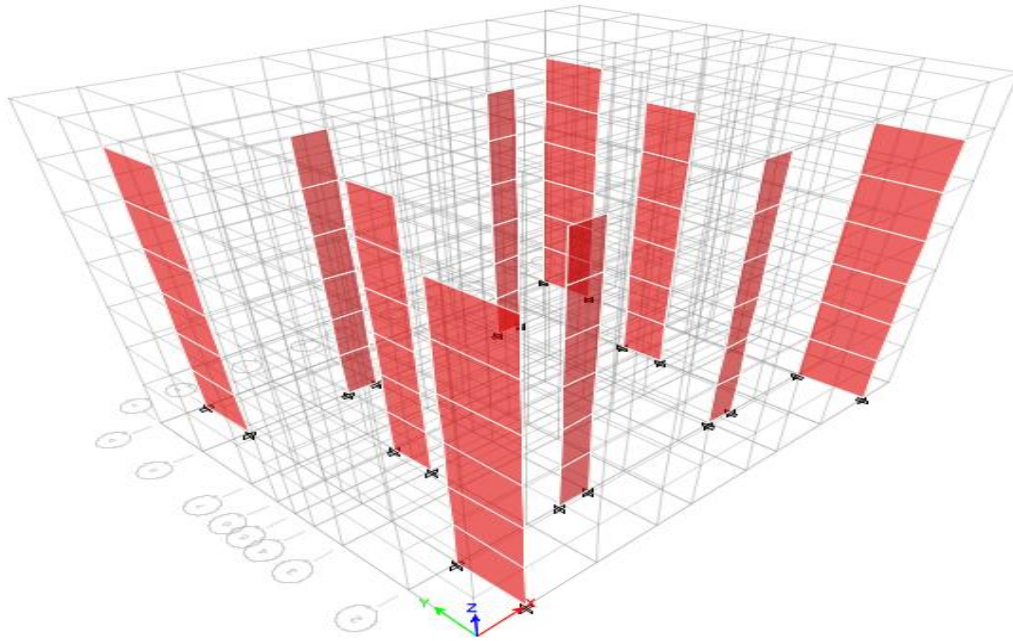


Figure IV.5: Disposition des voiles. 3D

IV.3.3. Résultat de l'analyse dynamique par ETABS :

Le tableau ci-dessous présente les facteurs de participation massique de chaque modèle.

Tableau IV.2 : période et facture de participation massique du modèle.

Mode	Période	UX	UY	UZ	Sum UX	Sum UY	Sum UZ	RX	RY	RZ
1	0.653662	78.3167	0	0	78.3167	0	0	0.0001	99.3077	0.1634
2	0.459962	0	71.9388	0	78.3168	71.9388	0	98.7484	0.0001	0.0001
3	0.433294	0.2035	0.0001	0	78.5203	71.9389	0	0.0001	0.2676	71.9786
4	0.200459	11.3834	0.0001	0	89.9037	71.939	0	0.0001	0.0052	0.0065
5	0.150929	0.8089	0	0	90.7126	71.939	0	0	0.0376	0.1602
6	0.135856	0	2.6696	0	90.7127	74.6087	0	0.1249	0	0.0002
7	0.116999	0	0.0092	0	90.7127	74.6178	0	0.001	0.0004	0.6465
8	0.107565	0.0025	15.9918	0	90.7151	90.6096	0	0.8464	0.0003	0.0127
9	0.104506	0.0811	0.0063	0	90.7963	90.6159	0	0.0003	0.003	17.3945
10	0.100305	4.6563	0.0093	0	95.4526	90.6252	0	0.0004	0.311	0.1646
11	0.062195	2.6461	0.0002	0	98.0987	90.6254	0	0	0.03	0.0007
12	0.049605	0	6.0939	0	98.0987	96.7193	0	0.2359	0	0.0003

❖ La structure passe par trois modes (02 modes de translation suivant x et y et 01 mode de rotation). Comme notre structure est composée de (**R+5**), les modes sont comme

suit :

➤ **Mode 1 : translation suivant X**

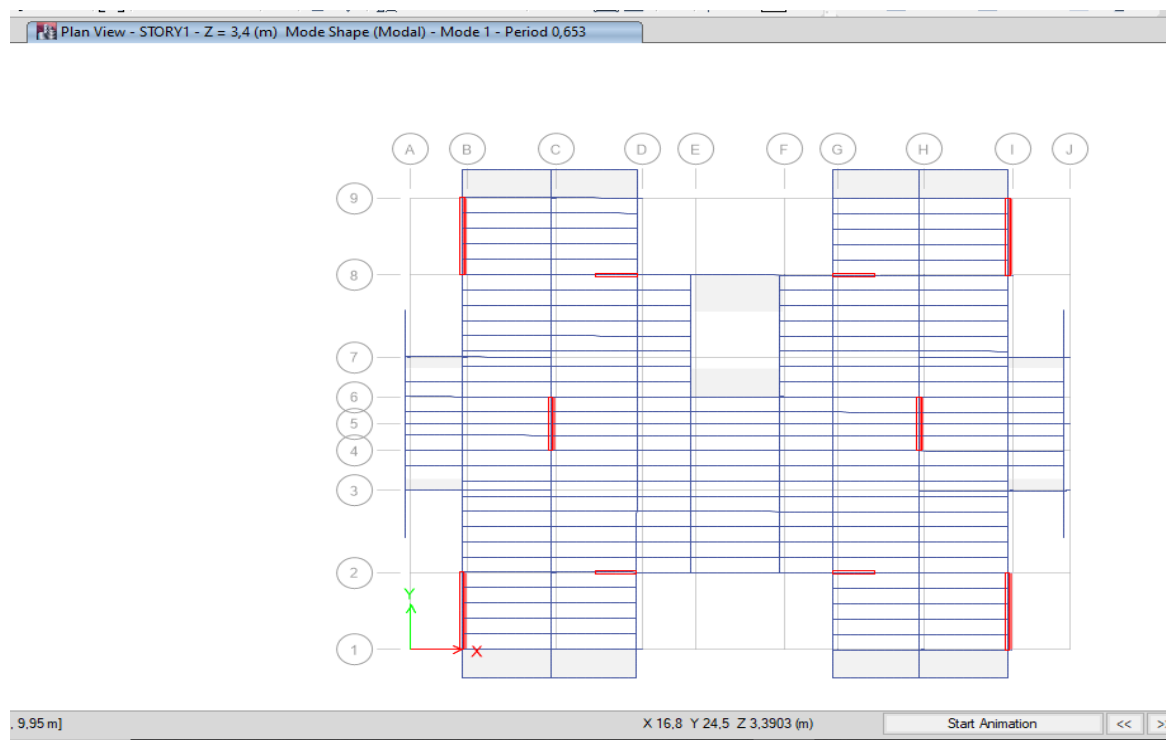


Figure IV.6: Résultat de mode 01

➤ **Mode2 : translation suivant Y**

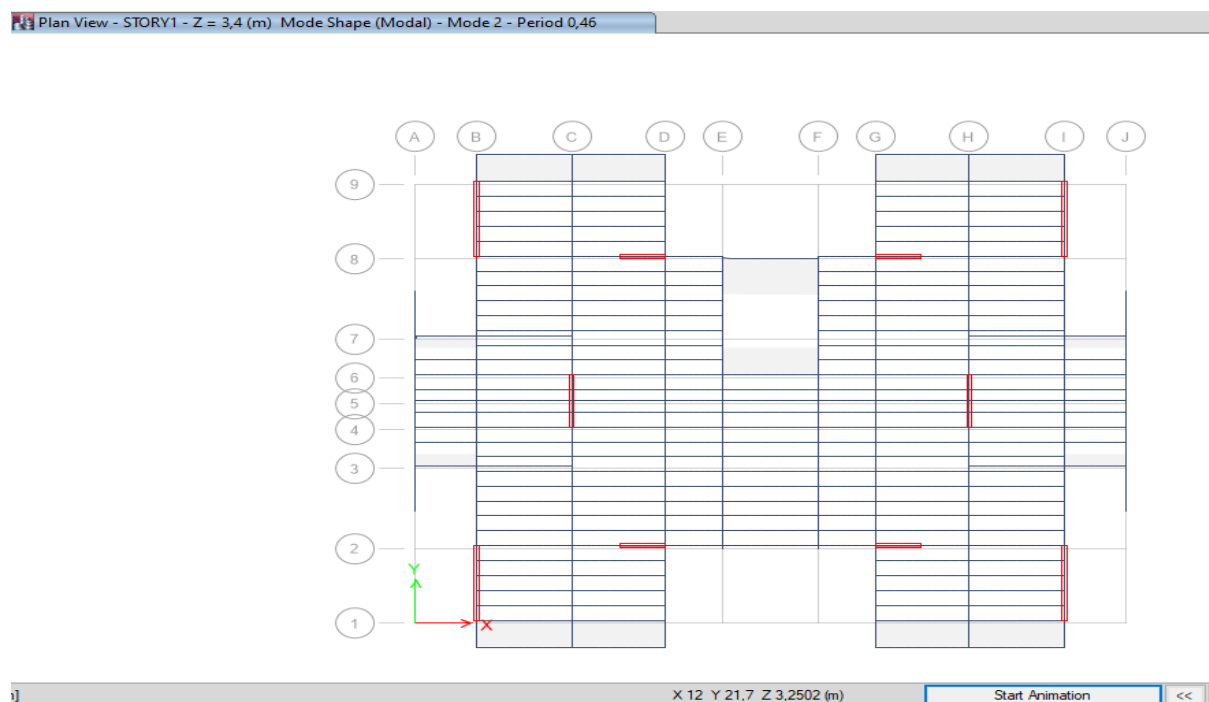
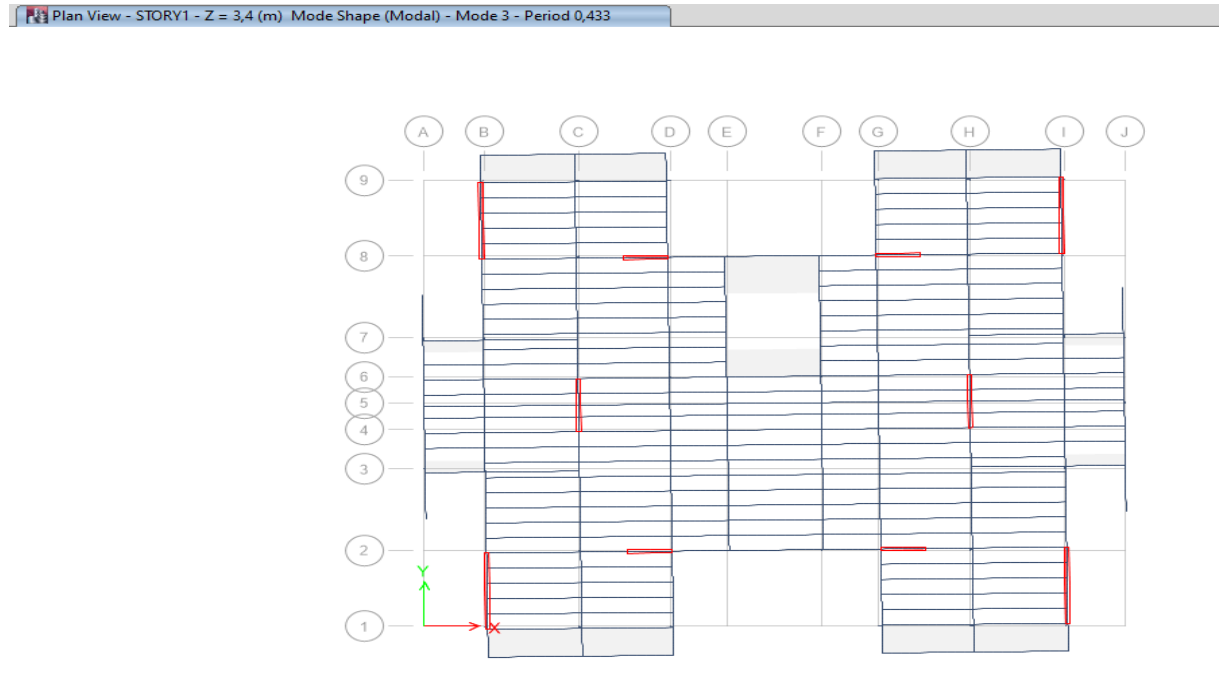


Figure IV.7: Résultat de mode 02

➤ **Mode 3 : rotation suivant Z****Figure IV.8:** Résultat de mode 03✓ **Nombre des modes à considérer (article 4.3.4 RPA99 v 2003):**

Pour les structures représentées par des motifs plans dans deux directions Orthogonal, le nombre de modes de vibration à tenir dans chacun des deux modes Les directions d'excitation doivent être les suivantes :

Le taux de participation massive a atteint les 90% de la masse totale dans les deux directions à partir du 8ème mode donc en prend 08 modes.

IV.3.4. Résultante des forces sismiques de calcul (Article 4.3.6 RPA99v 2003) :

Le produit des forces sismiques à la base V_{tO} (V dynamique) obtenu par L'ensemble des valeurs typiques ne doit pas être inférieur à 80% de En raison des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V (V statique) pour la valeur de la période de base donnée par la formule démodée appropriée [3] :

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

- **A** : coefficient d'accélération donné par le **Tableau 4-1** des règles RPA99/2003 en fonction de la zone sismique et du groupe d'usage du bâtiment [3]. **A=0.15**

- **D** : facteur d'amplification dynamique moyen, fonction de la catégorie du site, du facteur de Coefficient d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure T , Ce coefficient est donné par :

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

T₂ : période caractéristique, associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4.7

- η : facteur de correction d'amortissement donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2+\xi)} \geq 0.7$$

- ξ (%) est le coefficient d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de Structure et de l'importance des remplissages.
- ξ est donné par le **Tableau (4-7)** des règles **RPA** présenté ci-après.

Tableau IV.3 : Valeurs du coefficient d'amortissement suivant le système structurel [3].

Remplissage	Portique		Voile/mure
	Béton arme	acier	Béton arme/ maçonnerie
Leger	6	4	10
dense	7	5	

$$\eta = (7/(2+\xi))^{0.5} = 0.882 > 0.7 \quad ; \text{ on prend : } \xi = 7\%$$

➤ Période fondamentale 5.8.1 théorique (RPA Art 4.2.4) :

Les périodes calculées à partir des méthodes numériques ne doivent pas dépassant celles estimées à partir des formules empiriques conformes de plus de 30 %. La formule empirique à utiliser selon le cas est la suivante [3] :

$$T = C_T \times h_n^{3/4}$$

$$T = 0.09 h_n / \sqrt{D}$$

$h_n = 18.90$ m : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au dernier Niveau n. $T = C_T \cdot h_n^{3/4} = 0.05 \times (18.90)^{3/4} = 0.453$ s

$C_T = 0,05$: Coefficient fonction du système de contreventement, du type de remplissage cas 03 et donné par le tableau 4-6 du RPA99/2003 [3].

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

$$D_x = 24.74 \text{ m} \Rightarrow T_x = 0.09 \times 18.90 / \sqrt{24.74} = 0.341 \text{ sec}$$

$$D_y = 19.70 \text{ m} \Rightarrow T_y = 0.09 \times 18.90 / \sqrt{24.74} = 0.365 \text{ sec}$$

Donc :

$$T = \min (T_x; T_y; T) = \min(0.365 ; 0.341 ; 0.453).$$

➤ **Estimation empirique de la période fondamentale :**

On a: Temp = 0.341s

Avec: T2 (S2) = 0.4s

Donc : $D = 2,5 \eta$ $0 \leq T \leq T2$ **D = 2,2**

- **R** : facteur de comportement dépendant du type du système de contreventement de la structure. Système portique contreventée par des voiles porteur Tableau V.3 RPA99 sur a : **R = 3.5**
- **Q**: facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, contrôle de la qualité des matériaux.....etc.). **Q = 1,2**
- **W**: poids total de la structure

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

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation et donné par le tableau 4.5 (RPA99/Version2003).

A partir de l'ETABS : **W = G + 0.2Q = 31246.69 KN.**

Alors :
$$V = \frac{0.15 \times 2.2 \times 1.2}{3.5} \cdot 31246.69$$

Donc : V_{STA} = 3535.33 KN

➤ **V dynamique (ETABS) :**

Tableau IV.4 : V dynamique.

V dynamique x	V dynamique y
2836.28 KN	3215.47 KN

❖ Selon RPA99/2003 (art 4.3.6) :

0,8 V statique < V dynamique

$$0.8V_s = 2828.27 \text{ kN}$$

✓ Donc la condition est vérifiée.

IV.3.5. Excentricité accidentelle (Art 4.3.7 de RPA) :

IV.3.5.1. Caractéristiques géométriques et massiques de la structure :

❖ Centre de masse

Le centre de masse est le point d'application des résultats des charges Horizontal (vent, tremblement de terre). La détermination du centre de masse dépend de Calcul des centres de masse pour chaque élément de la structure (bulbe, poteaux, poutres, planchers, escaliers, voiles, balcons, travaux de construction extérieurs) [3]. Les coordonnées du centre de masse sont données par :

$$XG = \frac{\sum MiXi}{\sum Mi} \quad ; \quad YG = \frac{\sum MiYi}{\sum Mi}$$

Mi : masse de l'élément i.

$Xi Yi$: Coordonnées du C D G de l'élément (i) par rapport au repère global.

❖ Centre de rigidité (torsion) : Est le point par lequel passe la résultante des réactions des éléments participant dans la rigidité.

Note : Lorsque le centre de masse et de rigidité sont confondus. Les efforts extérieurs ne provoquent que des mouvements de translation. En revanche, lorsqu'il y a une excentricité entre eux il y a des mouvements de translation et rotation.

➤ Effet de la torsion accidentelle:

En plus l'excentricité calculée, une excentricité (additionnelle) égale à $\pm 0.05L$ (L : étant la dimension du plancher perpendiculaire à la direction de l'action sismique doit être appliquée au niveau du plancher considéré et suivant chaque direction.

❖ Sens X : $L=24.80m \dots\dots\dots 0.05L=1.24m$.

❖ Sens Y : $L=21.70m \dots\dots\dots 0.05L=1.08m$.

Tableau IV.5 : centre de masse et centre de torsion de chaque étage.

STORY	XCM	XCR	XCM-XCR	YCM	YCR	YCM-YCR
STORY1	12.25	12.24	0.01	9.61	9.94	-0.33
STORY2	12.25	12.24	0.01	9.61	10.12	-0.51
STORY3	12.25	12.24	0.01	9.61	10.22	-0.94
STORY4	12.25	12.24	0.01	9.61	10.29	-0.68
STORY5	12.25	12.23	0.02	9.61	10.33	-0.72
STORY6	12.205	12.231	-0.026	9.75	10.34	-0.59
STORY6-1	12.25	12.24	0.01	13.13	13.21	-0.08

XCM-XCR	<	5%	Ly	CV
XCM-XCR	<	10%	Ly	CV
YCM-YCR	<	5%	LX	CV
YCM-YCR < 10% LXCV				

IV.3.5.2. Déplacements latéraux inter- étages :

Tableau IV.6 : Résultats du déplacement selon (X) et (Y).

niveaux	Sens x-x				Sens y-y		1%hk	obs
	hk	δk	R	Δk	δk	Δk		
	m			(m)		(m)		
5	3.10	0.0192	3.5	0.0015	0.0131	0.0020	0.0310	CV
4	3.10	0.0177	3.5	0.0019	0.0111	0.0020	0.0310	CV
3	3.10	0.0158	3.5	0.0025	0.0091	0.0022	0.0310	CV
2	3.10	0.0133	3.5	0.0034	0.0069	0.0023	0.0310	CV
1	3.10	0.0099	3.5	0.0038	0.0046	0.0021	0.0310	CV
	3.10	0.0061	3.5	0.0038	0.0025	0.0016	0.0310	CV
RDc	3.40	0.0023	3.5	0.0023	0.0009	0.0009	0.0340	CV

IV.3.6. Justification vis à vis de l'effet P- Δ (Art 5.9 RPA99) :

Les effets de deuxième ordre (ou l'effet de P- Δ) peuvent être déshabillés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta = P_k \cdot \Delta k / V_k \cdot h_k \leq 0.1$$

Avec :

- **P_k** : Poids total de la structure et des charges d'exploitation associées au-dessus du niveau « k »
- **V_k** : Effort tranchant d'étage au niveau « k ».
- **ΔK** : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-»

Tableau IV.7 : Justification vis à vis de l'effet P- Δ sens (X).

niveaux	Δk	V _k	h _k	θ	observation	p _k
6	0.0192	49.18	22.00	0.00328	OUI	184.83
5	0.0177	675.60	18.9	0.00501	OUI	3615.08
4	0.0158	1383.55	15.8	0.00384	OUI	5314.86
3	0.0133	1958.57	12.7	0.00284	OUI	5314.86
2	0.0099	2400.78	9.6	0.00228	OUI	5314.18

1	0.0061	2696.82	6.5	0.00185	OUI	5313.11
RDC	0.0023	2836.28	3.4	0.00128	OUI	5351.08

Tableau IV.8 : Justification vis à vis de l'effet P-Δ sens (Y).

niveaux	Δk	Vk	hk	θ	observation	pk
6	0.0131	70.95	22.00	0.00155	OUI	184.83
5	0.0111	862.39	18.9	0.00246	OUI	3615.08
4	0.0091	1712.09	15.8	0.00179	OUI	5314.86
3	0.0069	2336.13	12.7	0.00124	OUI	5314.86
2	0.0046	2782.75	9.6	0.00092	OUI	5314.18
1	0.0025	3072.21	6.5	0.00067	OUI	5313.11
RDC	0.0009	3215.46	3.4	0.00044	OUI	5351.08

- La condition est satisfaite à tous les niveaux, donc selon l'article 5.9 RPA99 les effets du 2 ordre sont négligés [3].

IV.3.7. Vérifications des sollicitations normales (Art 7.4.3 RPA99) :

Dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, (Article 7.4.3.1) [3] exige de vérifier l'effort normal de compression de calcul qui est limité par la condition suivante :

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30$$

Avec,

B_c: air de la section transversale du poteau considéré.

N_d : effort normal de compression de calcul sous combinaisons accidentelles (sismique).

Selon le CBA, dans le chapitre B.8.2 [4], (combinaisons d'actions à considérer) dans le l'Article B.8.2.2 (Poteaux soumis aux charges dues à la pesanteur et au séisme), il y a ce qui suit : "Les combinaisons d'action à considérer sont celles données par le DTR. BC 2.48 auxquelles il y a lieu de se référer. Donc pour un ouvrage avec des voiles (mixtes) G+Q+ E_{x,y} ; G+Q- E_{x,y}

0.8G+E_{x, y} ; 0.8G-E_{x,y}

$$\nu = \frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.30 = \frac{865.77 \cdot 10}{1200 \cdot 25} = 0.289 < 0.30 \dots\dots\dots C V$$

IV.3.8. Justification du système de contreventement constitué par des voiles porteurs en béton armé :

On doit vérifier que les portiques doivent reprendre les sollicitations redevances aux charges verticales au moins 25% de l'effort tranchant de l'étage, et les voiles reprennent au plus 20% des sollicitations dues aux charges

Verticales (Art 3.4 cas 4.a RPA99) [3].

- P total = 31246.69 KN
- P totale voile = 7990.101 KN

DONC : % voile = 25.57 % > 20%CNV

IV.4. Conclusions :

Toutes les conditions de **RPA 99/2003 [3]** sont vérifiées donc notre structure et parasismique.

CHAPITRE V:
CALCUL DES ELEMENTS
PRINCIPAUX.

V.1. Introduction :

Le ferrailage des éléments résistants devra être conforme aux règlements en vigueur en l'occurrence le **CBA 93** [1] et le **RPA99 version 2003** [3].

Nous allons étudier le ferrailage des éléments structuraux, Notre structure est composée essentiellement de trois éléments structuraux à savoir :

- Poutres
- Poteaux
- Voiles

V.2. Ferrailage des poutres :

Les poutres sont soumises à des moments fléchissant, des efforts tranchants et des efforts normaux, l'effet de ces derniers est négligé et les poutres seront étudiées en flexion simple selon les dispositions des règles **BAEL91** [2], et les exigences du **RPA99(version2003)** [3].

Les poutres sont ferrillées en flexion simple en tenant compte des combinaisons suivantes :

- $1,35G+1.5Q$ (E.L.U)
- $G+Q$ (E.L.S)
- $G + Q \pm E$ (selon RPA99)
- $0,8G \pm E$(selon RPA99)

- **Sollicitations du calcul :**

Les résultats sont obtenus à l'aide du logiciel **ETABS 2013** :

a) Poutre principale (30×40) :

Tableau V.1: Sollicitations de calcul (Poutres principales).

	Combinaison	M _{max} (KN.m)
En travée	ELU	61.15
Sur appui	G + Q - EY	- 100,84

b) Poutre secondaire (30×35) :

Tableau V.2: Sollicitations de calcul (Poutres secondaires).

	Combinaison	M _{max} (KN.m)
En travée	ELU	29.49
Sur appui	G + Q - EY	-45.88

V.2.1. Calcul des Armatures longitudinales :**a) Prescriptions de calcul du ferrailage longitudinal :****❖ Pourcentage des aciers d'après Art 7.5.2.1 RPA99 :**

- a) La longueur minimale de recouvrement est 40ϕ en zone Le
pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la
longueur de la poutre est de 0,5% en toute section [3]
→ $A_{min} = 0,5\% \cdot (b \times h)$.
 - Pour les poutres principales (30×40) : $A_{min} = 6.00 \text{ cm}^2$.
 - Pour les poutres secondaires (35×30) : $A_{min} = 5.25 \text{ cm}^2$.
- b) Le pourcentage total maximum des aciers longitudinaux est de [3] :
 - 4% en zone courante.
 - 6% en zone de recouvrement.
- c) Pour les poutres principales (30×40) :
 - 4 % en zone courante $\Rightarrow A_{max} = 48 \text{ cm}^2$
 - 6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{max} = 72 \text{ cm}^2$
- d) Pour les poutres secondaires (30×35) :
 - 4 % en zone courante $\Rightarrow A_{max} = 42 \text{ cm}^2$
 - 6 % en zone de recouvrement $\Rightarrow A_{max} = 63 \text{ cm}^2$
- e) L'ancrage des armatures longitudinales supérieures et inférieures dans les poteaux de rive et d'angle doit être effectué, avec des crochets à 90° [3].
- f) On doit avoir un espacement maximum de 10 cm entre deux cadres et un minimum de trois cadres par nœud.

• Exemple de ferrailage :**➤ Poutre principale :****➤ en travée :**

$M_{t \max} = 61.15 \text{ KN.m}$ (Selon la combinaison ELU)

$h = 40 \text{ cm}$; $b = 30 \text{ cm}$; $d = 0,9 \times h = 36 \text{ cm}$; $f_{c25} = 25 \text{ MPa}$; $\gamma_b = 1,5$; $\sigma_{bc} = 14.16 \text{ MPa}$;

$f_e = 400 \text{ MPa}$; $\gamma_s = 1,15$; $\sigma_s = 348 \text{ MPa}$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{61.15 \times 10^6}{14,16 \times 300 \times 360^2} = 0.111$$

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.147$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 338.83 \text{ mm}$$

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 348 \text{ MPa}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{61.15 \times 10^6}{348 \times 338.83} = 5.18 \text{ cm}^2$$

On adopte : $3HA14 + 3HA12 = 4,62 + 3,39 = 8,01 \text{ cm}^2$

➤ **en appui :**

$$M_{a \max} = -100.84 \text{ KN.m}$$

$$\mu = \frac{M_u}{\sigma_b \cdot b \cdot d^2} = \frac{100.84 \times 10^6}{14,16 \times 300 \times 360^2} = 0.183$$

$$\mu > 0.186 \text{ et } \mu < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.254$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 323.42 \text{ mm}$$

$$A_s = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{100.84 \times 10^6}{348 \times 323.42} = 8.95 \text{ cm}^2$$

On adopte : $6HA14 = 9,24 \text{ cm}^2$

✓ **Tableau récapitulatif de la poutre principale :**

Tableau V.3: récapitulatif de la poutre principale.

Section	M_u	μ	α	Z (mm)	A_{st}	A adopté	Choix des armatures
Travée	61.15	0.111	0.147	338.83	5.18	8.01	3HA14fil + 3HA12
Appuis	- 100.84	0.183	0.254	323.42	8.95	9.24	3HA14fil + 3HA14 chap

✓ **Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)**

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 360 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

→ $A_s > A_{min}$ CV

Armatures minimales : (RPA.V2003, A.7.5.2.1)

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 40) = 6 \text{ cm}^2$$

Armatures maximales : (RPA.V2003, A.7.5.2.1)

$$\text{Zone courante : } A_{max} = 4\%(b \times h) = 48 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{max} = 6\%(b \times h) = 72 \text{ cm}^2$$

Calcul de ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{40}{35}; \frac{30}{10}; 1,4\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1,14; 3; 1,4)$$

$\phi_t = 1,14$ donc on prend $\phi_t = 8\text{mm}$

• **Calcul de l'espacement :**

Selon **RPA/2003**:

$$St \leq \min(12\phi_l; h/4) \rightarrow St = \min(12 \times 1,4; 40/4) = 10 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad St = 10 \text{ cm}$$

En dehors de la zone nodale : $St \leq h/2 = 40/2 = 20 \text{ cm}$

$$\begin{cases} St = 10 \text{ cm zone nodale} \\ St = 15 \text{ cm zone courante} \end{cases}$$

La section minimale des armatures transversales :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2 \text{ (un cadre et un étrier).}$$

La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 50 \times \phi_l = 50 \times 1,4 = 70 \text{ cm.}$$

➤ **Poutre secondaire :**

Tableau récapitulatif de la poutre secondaire :

En suivant les étapes précédentes, on obtient le tableau suivant :

Tableau V.4: récapitulatif de la poutre secondaire.

Section	M_u	μ	α	Z (mm)	A_{st}	A adopté	Choix des armatures
Travée	29,49	0,069	0,089	303,78	2,78	3,39	3HA12 fil
Appuis	-45,88	0,108	0,143	296,98	4,43	5.65	3HA12 fil + 2HA12 chap

Condition de non fragilité : (BAEL 91 A.4.2.1)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \rightarrow A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 1.14 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s > A_{min} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures minimales : (RPA.V2003, A.7.5.2.1)

$$A_{min} = 0.5\%(b \times h) = 0.5\%(30 \times 35) = 5,25 \text{ cm}^2$$

Armatures maximales : (RPA.V2003, A.7.5.2.1)

$$\text{Zone courante : } A_{max} = 4\%(b \times h) = 42 \text{ cm}^2$$

$$\text{Zone de recouvrement : } A_{max} = 6\%(b \times h) = 63 \text{ cm}^2$$

V.2.2. Calcul de ferrailage transversal :

Les armatures transversales des poutres sont calculées à l'aide de la formule (BAEL91)

$$\phi_t \leq \min\left(\frac{h}{35}; \frac{b}{10}; \phi_l\right) \rightarrow \phi_t \leq \min\left(\frac{35}{35}; \frac{30}{10}; 1,2\right) \rightarrow \phi_t \leq \min(1; 3; 1,2)$$

$\phi_t = 1$ donc on prend $\phi_t = 8 \text{ mm}$

V.2.3. Calcul de l'espacement :

Selon **RPA/2003**:

$$St \leq \min(12\phi_l; h/4) \rightarrow St = \min(12 \times 1,2; 35/4)$$

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

En dehors de la zone nodale : $St \leq h/2 = 35/2 = 17,5 \text{ cm}$

$$\begin{cases} St = 10 \text{ cm zone nodale} \\ St = 15 \text{ cm zone courante} \end{cases}$$

La section minimale des armatures transversales :

$$A_t = 0.003 \times St \times b = 0.003 \times 15 \times 30 = 1,35 \text{ cm}^2$$

$\rightarrow A_t = 4T8 = 2.01 \text{ cm}^2$ (un cadre et un étrier).

La longueur minimale de recouvrement :

$$L_r = 50 \times \phi_l = 50 \times 1,2 = 60 \text{ cm}.$$

Tableau V.5: récapitulatif des sections d'armatures longitudinales.

Section	Position	As (cm ²)	As' (cm ²)	A _{CNF} (cm ²)	A _{minRPA} (cm ²)	A _{maxRPA} (cm ²)	As _{adp} (cm ²)	Choix des barres
Poutre Principale (30x40)	Travée	5.18	0	1.30	6	48	8.01	3HA14 fil + 3HA12
	Appui	8.95	0	1.30	6	48	9,24	3HA14fil + 3HA14 chap
Poutre secondaire (30x35)	Travée	2 ,78	0	1.14	5,25	42	3,39	3HA12 fil
	Appui	4,43	0	1.14	5,25	42	5.65	3HA12 fil + 2HA12 chap

Tableau V.6: calcul de l'espacement des armatures transversales.

		Poutre principale (30x40)	Poutre secondaire (30x40)	On adopte St	
CBA	St	$\leq 33,3 \text{ cm}$	$\leq 29,7 \text{ cm}$	Zone nodale	Zone courante
RPA	St zone nodale	$\leq 10 \text{ cm}$	$\leq 10 \text{ cm}$	10 cm	15 cm
	St zone courante	$\leq 20 \text{ cm}$	$\leq 17,5 \text{ cm}$		

Tableau V.7: Résultat de calcul les armatures transversales.

	As (CBA)	As adopté
Poutre principale	1,35 cm ²	4Ø8 = 2,01 cm ²
Poutre secondaire	1,35 cm ²	4Ø8 = 2,01 cm ²

V.2.4. Vérifications :

V.2.4.1. Vérification de la contrainte tangente :

○ Poutres principales :

$$\tau_u = \frac{V_0}{b \times d} = \frac{109,57}{300 \times 360} = 1.01 \text{ MPa}$$

τ_u : Doit vérifier la condition

$$\tau_u \leq \tau = \min \left(\frac{0,2 f_{c28}}{\gamma_b}; 5 \text{ MPa} \right) = 3,33 \text{ MPa (Fissuration peu nuisible)}.$$

$1.01 \leq 3,33$ pas de risque de cisaillement.

Disposition constructives :

L'article (A.5.1.2.2) de C.B.A nous donne :

✓ Espacement St des cours d'armatures transversales :

$$S_t \leq \min (0,9d ; 40\text{cm}) [1].$$

✓ Section minimale A_t des cours d'armatures transversales [1]

$$\frac{A_t f_e}{b \times d} \geq 0,4 \text{ MPa} \rightarrow \frac{2,01 \times 400}{30 \times 36} \geq 0,4 \rightarrow 0,7 \geq 0,4 \dots \dots \dots \text{CV}$$

○ Poutres secondaires :

$$\tau_u = \frac{V_0}{b \times d} = \frac{171,83}{300 \times 360} = 1.59 \text{ MPa} \quad \rightarrow \quad 1.59 \leq 3,33$$

Tableau V.8: Calcul de la contrainte tangentielle.

Section	V _{max} (KN)	τ_u (MPa)	τ_u (MPa)	$\tau_u \leq \tau_u^-$
Poutre principale	109.57	1.01	3.33	CV
Poutre secondaire	171.83	1.59	3.33	CV

V.2.4.2. Vérification à l'ELS :

Après avoir fait le calcul du ferrailage longitudinal des poutres à l'ELU, il est nécessaire de faire une vérification à l'état limite de service.

- ✓ Les contraintes sont calculées à l'E LS sous le moment (M_{ser}).
- ✓ La fissuration est considérée peu nuisible donc pas de limitation des contraintes de traction de l'acier.
- ✓ La contrainte du béton est limitée par : $\sigma_{bc} = 0,6 f_{c28} = 15 \text{ MPa}$
- ✓ Les poutres sont calculées en flexion simple, et pour calculer la contrainte σ_{bc} de chaque poutre il faut suivre les étapes suivantes :

Calcul de la position de l'axe neutre : $\frac{b}{y^2} + n A'_{sc} (y-c') - n A_{st} (d - y) = 0$

Calcul du moment d'inertie : $I = \frac{by^3}{3} + n A'_{sc} (y-c')^3 - n A_{st} (d - y)^3 = 0$

Avec :

- A_s : Section d'armatures tendue
- A'_s : Section d'armatures comprimées
- n : Coefficient d'équivalence n=15

➤ **Calcul des contraintes :**

$$\sigma_{bc} = \frac{M_{ser}}{I} y$$

Avec :

M_{ser} Sont obtenus à l'aide du logiciel ETABS.

Les résultats des vérifications sont présentés dans les tableaux ci-après :

Tableau V.9: résultats de calcul de vérifications à l'ELS

Section	Position	M _{ser} (KN.m)	A _s (cm ²)	y (cm)	I (cm ⁴)	σ_{bc} (MPa)	σ_{bc}^- (MPa)	$\sigma_{bc} \leq \sigma_{bc}^-$
Poutre principale	Travée	55.60	8.01	13.44	85427.92	8.74	15	CV
	Appui	70.49	9,24	14.19	94501.13	10.58	15	CV
Poutre secondaire	Travée	26.29	3,39	8.77	33017.06	6.98	15	CV
	Appui	32.00	5.65	10.81	48911.58	7.07	15	CV

V.2.4.3. Vérification de la compression du béton :

$$T_{\max} \leq 0.4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b$$

Tableau V.10: Vérification de la compression du béton.

Section	Tmax (KN)	$0.4 \times b \times a \times f_{c28} / \gamma_b$	Vérification
PP (30×40)	109.57	8000	Oui
PS (30×35)	171.83	7000	Oui

V.2.4.4. Vérification de la flèche : (CBA article E.6.5.1)

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

✓ Poutre principale (30 × 40) :

On a : h = 0.40 m et l = 4.9 m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow \frac{0.4}{4.9} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.08 \geq 0.06 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{0.4}{4.9} \geq \frac{1}{10} \times \frac{55.6}{70.49} \rightarrow 0.08 \geq 0.07 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{6.88}{30 \times 36} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.006 \leq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

✓ Poutre secondaire (30 × 35) :

On a : h = 0.35 m et l = 3.3 m

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{16} \rightarrow 0.10 \geq 0.06 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{h}{L} \geq \frac{1}{10} \times \frac{M_t}{M_0} \rightarrow \frac{0.35}{3.3} \geq \frac{1}{10} \times \frac{26.29}{32} \rightarrow 0.10 \geq 0.08 \dots \dots \dots CV$$

$$\frac{A_s}{b \times d} \leq \frac{4.2}{f_e} \rightarrow \frac{3.39}{30 \times 31.5} \leq \frac{4.2}{400} \rightarrow 0.003 \leq 0.01 \dots \dots \dots CV$$

V.3. Schéma de ferrailage :

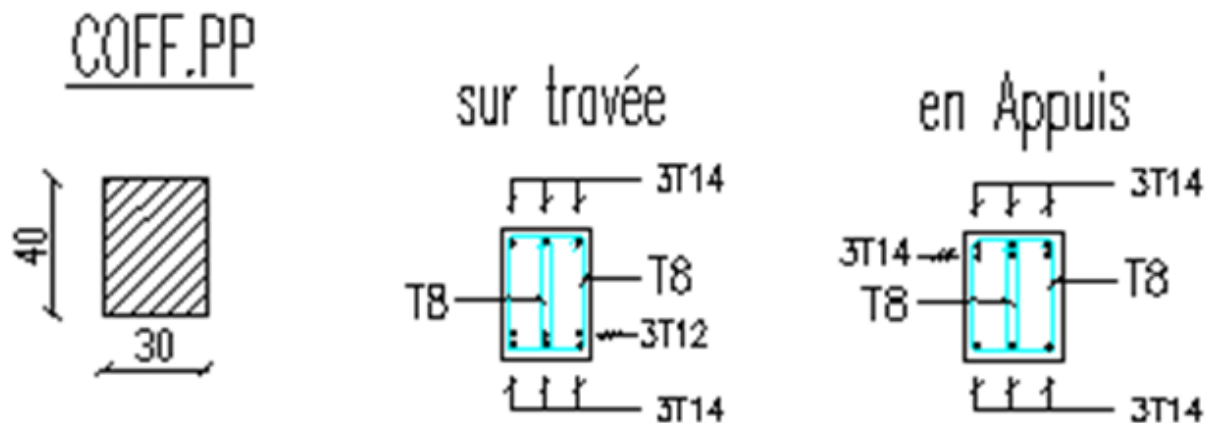


Figure V.1: Schéma de ferrailage de la poutre principale

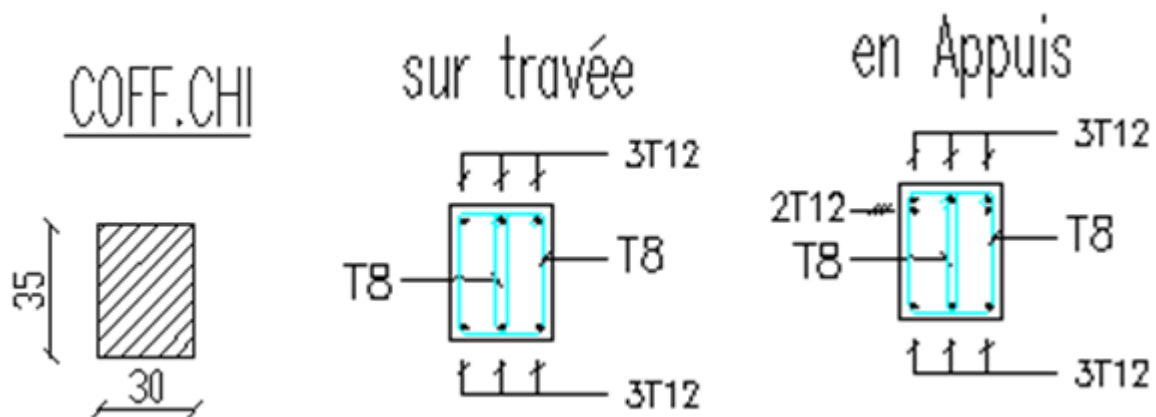


Figure V.2: Schéma de ferrailage de la poutre secondaire.

V.3. Etude des poteaux :

Les poteaux sont soumis à des efforts normaux et à des moments fléchissant, donc le calcul se fait à la flexion composée selon les combinaisons les plus défavorables, et les prescriptions du RPA99/2003 [3].

Les Combinaisons utilisées Sont :

➤ **Selon CBA.93 :**

- $G + Q$ (ELS)
- $1,35G + 1,5Q$ (ELU)

➤ **Selon RPA 99 (situation accidentelle) :**

- $G + Q \pm E$
- $0,8G \pm E$

Tableau V.11: Caractéristiques mécaniques des matériaux.

	γ_b	γ_s	F_{c28}	σ_b	F_e	σ_s
Situation Accidentelle	1.15	1.0	25	18.48	400	400

V.3.1. Armatures longitudinales :

La section d'acier sera calculée pour différentes combinaisons d'efforts internes :

$N_{\max} : M_{\text{correspondant}}$ Et $M_{\max} : N_{\text{correspondant}}$

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

Pourcentage minimal de RPA : 0,8% en zone IIa [3]:

Poteaux de section (30x40) : $0,8\% \times 30 \times 40 = 9,6 \text{ cm}^2$

Condition de non fragilité :

$$A_{smin} = 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} = 0.23 \times 30 \times 36 \times \frac{2.1}{400} = 1.30 \text{ cm}^2$$

Pourcentage maximal de RPA :

- 4% en zone courante : $A_s = 4\% \times (30 \times 40) = 48 \text{ cm}^2$
- 6% en zone recouvrement : $A_s = 6\% \times (30 \times 40) = 72 \text{ cm}^2$
- Le diamètre minimum est : 12 mm
- La longueur minimale des recouvrements est de : 40φ en zone I et II
- La distance entre les barres verticales dans une face du poteau ne doit pas dépasser 25 cm en zone I et II.

➤ **Résultat des sollicitations :**

Les efforts (M, N) obtenus avec le logiciel ETABS 2013 pour les poteaux sont donnés dans les tableaux suivants :

Tableau V.12: sollicitation (M, N).

	$N_{\max}$	M_{corr}	nature	$N_{\min}$	M_{corr}	nature	$M_{\max}$	N_{corr}	nature
	N	M		N	M		N	M	
	(KN)	(KN.m)		(KN)	(KN.m)		(KN)	(KN.m)	
RDC+1er	865.77	5.92	G+Q-EY	145.35	25.72	0.8G+EX	661.47	-69.2	G+Q-EX
2eme+3eme	556.58	-8.72	G+Q-EY	190.40	32.19	0.8G+EX	469.93	68.25	G+Q-EX
4eme+5eme +6eme	256.67	-9.37	G+Q-EY	107.43	11.37	0.8G+EX	176.51	-50.81	G+Q-EX

$V_u = 82.29 \text{ KN}$.

Tableau V.13: Caractéristiques mécaniques des matériaux.

As(cm ²) calculé	AS _{max} (RPA) (cm ²)		AS _{min} (cm ²) (RPA)	AS _{min} (cm ²) (CNF)	As (cm ²) adopté	choix des barres
	zone courante	zone de recouvrement				
6,22	48	72	9,6	1,30	12,32	6,22

➤ Exemple de calcul :

a) 1er cas : $N_{\max} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$N_{\max} = 865.77 \text{ kN}$$

$$M_{\text{corr}} = 05.92 \text{ KN.m}$$

• Calcul de l'excentricité :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

 e_0 : excentricité de la résultante. e_1 : excentricités global du premier ordre. e_2 : excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure. e_a : excentricités accidentelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

• calcul l'excentricité de la résultante :

$$e_0 = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{5.92}{865.77} = 0.0068 \text{ m} = 0.68 \text{ cm}$$

• calcul l'excentricité accidentelle :

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{l}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1.24 \text{ cm}) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

 L : longueur de la pièce.

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.0068 + 0.02 = 0.0268 \text{ m}$$

• calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :

$$\frac{l_f}{h} \leq \max(15; 20 \frac{e_1}{h})$$

 l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 l = 0.7 \times 3.10 = 2.17 \text{ m}$$

$$\frac{2.17}{0.40} \leq \max \left(15; 20 \frac{0.0268}{0.40} \right) \rightarrow 5.425 \leq \max(15; 1.340)$$

$$\rightarrow 5.425 \leq 15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les effets du second ordre peuvent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$M_G = 21.93 \text{ KN.m}$$

$$M_Q = 5.53 \text{ KN.m}$$

$$e_2 = \frac{3lf^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \times 2.17^2}{10^4 \times 0.4} (2 + 0.79 \times 2) = 0.012 \text{ m}$$

ϕ : Généralement on prend $\phi = 2$

$$\alpha = \frac{M_G}{M_G + M_Q} = \frac{21.93}{21.93 + 5.53} = 0.799$$

Donc:

$$e_T = e_1 + e_2 = 0.0268 + 0.012 = 0.0388 \text{ m} = 3.88 \text{ cm}$$

$$e_T = 3.88 < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots \text{CV}$$

$$M_{\text{corrigée}} = N \times e_T = 865.77 \times 0.0388 = 33.592 \text{ KN.m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section il faut vérifier la condition suivante :

$$N_U (d - d') - M_U \leq (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$M_U = N_U (d - \frac{h}{2} + e_T) = 865.77 (0.36 - \frac{0.40}{2} + 0.0388) = 172.115 \text{ KN.m}$$

$$865.77 \times (0.36 - 0.03) - 172.115 \leq (0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4}) \times 0.30 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$113.589 \text{ KN.m} \leq 188.29 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc : La section est partiellement ou entièrement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = \frac{M_u}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{172.115 \times 10^6}{300 \times 360^2 \times 14.2} = 0.311$$

$$0.186 < \mu = 0.311 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.483$$

$$Z = d (1 - 0.4\alpha) = 290.45 \text{ mm}$$

$$A_1 = \frac{M_u}{\sigma_s \times Z} = \frac{172.115 \times 10^6}{348 \times 290.45} = 14.81 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = A_1 - \frac{N_u}{\sigma_s} = 1481 - \frac{865.77 \times 10^3}{348} = -683.85 \text{ mm}^2 = -6.84 \text{ cm}^2$$

→ La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage

$$\text{minimale } A_{\min} (\text{BAEL}) = \frac{B \cdot f_{t28}}{f_e} = \frac{1200 \cdot 2.10}{400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} (\text{RPA}) = 0.8\% \times B = 0.008 \times 1200 = 9.60 \text{ cm}^2$$

b) 2 eme cas : $N_{\min} \Rightarrow M_{\text{corr}}$

$$N_{\max} = 145.35 \text{ kN}$$

$$M_{\text{corr}} = 25.72 \text{ kN.M}$$

• **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_g = \frac{M_{\text{corr}}}{N_{\max}} = \frac{25.72}{145.35} = 0.1769 \text{ m} = 17.69 \text{ cm}$$

$$e_g \leq \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm.}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section Il faut vérifier la condition suivante :

$$N_U (d - d') - M_U \leq (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$M_U = M + N_U (d - \frac{h}{2}) = 25.72 - 145.35(0.36 - 0.20) = 2.464 \text{ kn.m}$$

$$-145.35 (0.36 - 0.03) + 2.464 \leq (0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4}) \times 0.30 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 103$$

$$-45.501 \text{ KN.m} \leq 188.29 \text{ KN.m} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc la section est entièrement tendue N traction et e entre les armatures :

$$A_1 = \frac{N_U \times e_2}{(d - d') \sigma_{st}} \quad \text{et} \quad A_2 = \frac{N_U \times e_1}{(d - d') \sigma_{st}}$$

$$e_1 = \frac{h}{2} - d' + e_g \quad \text{et} \quad e_2 = (d - d') - e_1$$

$$e_1 = 34.69 \quad e_2 = -1.69$$

$$A_1 = \frac{-145.35 \times -1.69}{(0.36 - 0.03) 348} = 1.86 \text{ cm}^2$$

$$A_2 = \frac{-145.35 \times 34.69}{(0.36 - 0.03) 348} = 3.81 \text{ cm}^2$$

$$A_s = A_1 + A_2 = 1.86 + 3.81 = 5.67 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} (BAEL) = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{1200 \times 2.10}{400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} (RPA) = 0.8\% \times B = 0.008 \times 1200 = 9.60 \text{ cm}^2$$

$$A = \text{Max} (A_s, A_{min} (BAEL), A_{min} (RPA))$$

on prend : $A = 9.60 \text{ cm}^2$

c) 3eme cas : $N_{corr} \Rightarrow M_{max}$

$$N_{corr} = 661.47 \text{ kN} \quad (\text{compression})$$

$$M_{max} = 069.20 \text{ kN.m}$$

Calcule de l'excentricité :

$$e = e_0 + e_2 + e_a$$

Avec :

e_0 : Excentricités de la résultante.

e_2 : Excentricités due aux effets du second ordre lié à la déformation de la structure.

e_a : Excentricités additionnelle traduisant les imperfections géométriques initiales.

• **Calcul l'excentricité de la résultante :**

$$e_0 = \frac{M_{corr}}{N_{max}} = \frac{69.20}{661.47} = 0.1046 \text{ m} = 10.46 \text{ cm}$$

• **calcul l'excentricité accidentelle :**

$$e_a = \max \left(2 \text{ cm}; \frac{1}{250} \right) = \max(2 \text{ cm}; 1.24 \text{ cm}) = 2 \text{ cm} = 0.02 \text{ m}$$

L : longueur de la pièce.

$$e_1 = e_0 + e_a = 0.1046 + 0.02 = 0.1246 \text{ m}$$

• **calcul l'excentricité due aux effets du second ordre :**

$$\frac{l_f}{h} \leq \max \left(15; 20 \frac{e_1}{h} \right)$$

l_f : Longueur de flambement du poteau.

$$l_f = 0.7 l = 0.7 \times 3.10 = 2.17 \text{ m}$$

$$\frac{2.17}{0.40} \leq \max \left(15; 20 \frac{0.1246}{0.40} \right) \rightarrow 5.425 \leq \max(15; 6.23)$$

$$\rightarrow 5.425 \leq 15 \dots\dots\dots \text{CV}$$

Donc les effets du second ordre peuvent être considérés d'une manière forfaitaire :

$$M_G = 10.12 \text{ kN.m}$$

$$M_Q = 2.20 \text{ kN.m}$$

$$e_2 = \frac{3l_f^2}{10^4 h} (2 + \alpha \phi) = \frac{3 \times 2.17^2}{10^4 \times 0.4} (2 + 0.79 \times 2) = 0.012 \text{ m}$$

ϕ : Généralement on prend $\phi = 2$

$$\alpha = \frac{MG}{MG + MQ} = \frac{10.12}{10.12 + 2.20} = 0.821$$

Donc:

$$eT = e1 + e2 = 0.1246 + 0.012 = 0.1366 \text{ m} = 13.66 \text{ cm}$$

$$eT = 13.66 < \frac{h}{2} = \frac{40}{2} = 20 \text{ cm} \dots\dots\dots\text{CV}$$

$$M_{\text{corrigée}} = N \times eT = 661.47 \times 0.1366 = 90.36 \text{ KN.m}$$

Le centre de pression est à l'intérieur de la section il faut vérifier la condition suivante :

$$Nu(d - d') - Mu \leq (0.337 - 0.81 \frac{d'}{h}) \times b \times h^2 \times f_{bu}$$

$$Mu = Nu(d - \frac{h}{2} + eT) = 661.47(0.36 - \frac{0.40}{2} + 0.1366) = 196.192 \text{ KN.m}$$

$$166.47 \times (0.36 - 0.03) - 196.192 \leq (0.337 - 0.81 \frac{0.03}{0.4}) \times 0.30 \times 0.40^2 \times 14.2 \times 10^3$$

$$-141.26 \text{ KN.m} \leq 188.29 \text{ KN.m} \dots\dots\dots\text{CV}$$

Donc : La section est partiellement ou entièrement comprimée. La méthode de calcul se fait par assimilation à la flexion simple.

$$\mu = \frac{Mu}{b \cdot d^2 f_{bc}} = \frac{196.192 \times 106}{300 \times 360^2 \times 14.2} = 0.355$$

$$0.186 < \mu = 0.355 < \mu_1 = 0.392 \rightarrow A' = 0$$

Donc :

$$\alpha = 1.25 \times (1 - \sqrt{1 - 2\mu}) \rightarrow \alpha = 0.578$$

$$Z = d(1 - 0.4\alpha) = 276.81 \text{ mm}$$

$$A1 = \frac{Mu}{\sigma_s \times Z} = \frac{196.192 \times 104}{400 \times 276.81} = 18.42 \text{ cm}^2$$

$$A2 = A1 - \frac{Nu}{\sigma_s} = 1842 - \frac{661.47 \times 103}{400} = 188.32 \text{ mm}^2 = 1.883 \text{ cm}^2$$

La section non ferrailée résiste aux efforts appliqués donc on applique un ferrailage minimale

$$A_{\text{min}} (\text{BAEL}) = \frac{B \times f_{t28}}{f_e} = \frac{1200 \times 2.10}{400} = 6.30 \text{ cm}^2$$

$$A_{\text{min}} (\text{RPA}) = 08\% \times B = 0.008 \times 1200 = 9.60 \text{ cm}^2$$

$$\rightarrow A_s = \max(A_{\text{cas1}} ; A_{\text{cas2}} ; A_{\text{cas3}})$$

Tableau V.14: Ferrailage longitudinal des poteaux.

Poteau	Section (cm ²)	As (cm ²)	A adpt (cm ²)	Choix d'armature
(30× 40)	1600	18.42	20.11	10HA16

V.3.2. La section d'acier maximale :**Selon BAEL91mod 99 :**

$$A_{\max} = 5\% \times b \times h = 5\% \times 30 \times 40 = 60 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

Selon RPA99/Version2003 :

En zone courante :

$$A_{\max} = 4\% \times b \times h = 4\% \times 30 \times 40 = 48 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

En zone recouvrement :

$$A_{\max} = 6\% \times b \times h = 6\% \times 30 \times 40 = 72 \text{ cm}^2 > A_s \dots\dots\dots \text{CV}$$

Armatures finales :

$$A_f = \max (A_{\text{calculée}} ; A_{\text{BAEL}} ; A_{\text{RPA}}) = 20.11 \text{ cm}^2$$

V.3.3. Les armatures transversales

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho V_u}{h_1 \times f_e}$$

$$V_u = 82.29 \text{ KN}$$

$$h_1 = 60 \text{ cm}$$

$$f_e = 400 \text{ MPa}$$

ρ : Coefficient correcteur qui tient compte du mode de rupture par effort tranchant tel que :

$$\rho = 2.5 \text{ si } \lambda_g \geq 5, \rho = 3.75 \text{ si } \lambda_g < 5$$

λ_g est l'élancement géométrique du poteau :

$$\lambda_g = \left(\frac{l_f}{a} \text{ ou } \frac{l_f}{b} \right)$$

$$\lambda_g = (7.23 \text{ ou } 5.42) = 7.23 > 5$$

$$\rho = 2.5$$

t : espacement entre les armatures transversales telle que :

➤ **zone nodale :**

$$t \leq \text{Min} (10\phi_l, 15\text{cm}) \text{ en zone IIa}$$

$$t \leq \text{min} (10 \times 1.4, 15\text{cm})$$

$$t \leq 14 \text{ cm} \rightarrow t = 10 \text{ cm}$$

➤ **zone courante :**

$$t' \leq 15 \varnothing_I \text{ en zone IIa}$$

$$t' \leq 21 \text{ cm} \rightarrow t = 15 \text{ cm}$$

$$A_t = 10 \times \frac{2.5 \times 82.29 \times 10^3}{400 \times 400} = 1.28 \text{ cm}^2$$

La quantité d'armatures transversales minimales :

$$\lambda_g \geq 5 : A_{\min} = 0.3\% (t \times b_1) \rightarrow A_{\min} = 0.9 \text{ cm}^2$$

$$A_t = \max (A_t ; A_{t_{\min}}) = 1.28 \text{ cm}^2 \text{ donc on adopte } 6T8 = 3.02 \text{ cm}^2$$

Tableau V.15: Sections des armatures transversales.

Section (cm²)	30*40
$\Phi_{\min}$ (cm)	1,4
l_f (cm)	2.17
λ_g	7.48
V_u (KN)	82.29
l_r (cm)	60
$t_{\text{zone nodale}}$ (cm)	10
$t_{\text{zone courante}}$ (cm)	15
ρ	2.5
A_t (cm²)	1.28
$A_{t_{\min}}$ (cm²)	0.9
$A_{t_{\text{adop}}}$ (cm²)	6HA8=3.02

✓ on adopte pour tous les étages : 6T8 =3.06 cm².

Conformément aux règles du RPA 99/03 et au BAEL 91, le diamètre des armatures transversales doit être supérieur au tiers du maximum des diamètres des armatures longitudinales.

$$\phi_t \geq \frac{\phi_{lmax}}{3} = \frac{16}{3} \rightarrow 8 \geq 5.33 \dots \dots \dots Cv.$$

V.3.4. Vérifications :

V.3.4.1. Vérification à l'état limite ultime de stabilité de forme :

Les poteaux sont soumis à la flexion composée, pour cela, D'après (Article B.8.4.1.P156) [6], il nous exige de les justifier vis-à-vis l'état limite ultime de stabilité de forme. La relation à vérifier est la suivante :

Les poteaux ont le même élancement, avec une longueur de $l_0 = 3.06$ m et un effort normal égal à 865.77 KN.

On doit vérifier ;

$$N_u \leq \bar{N} = \alpha \left[\frac{B_r \times f_{c28}}{0.9 \times \gamma_b} + A \frac{f_e}{\gamma_s} \right] \text{ CBA 93 (Article B.8.4.1) [2]}$$

α : est un coefficient fonction de l'élancement mécanique λ .

$$\lambda = \max(\lambda_x; \lambda_y) \text{ avec } \lambda = \sqrt{12} \times \frac{l_f}{b}$$

$$l_f = 0.7 \times l_0 \Rightarrow l_f = 0.7 \times 306 = 214.2 \text{ cm}$$

$$\lambda = \sqrt{12} \times \frac{214.2}{30} = 24.71 \rightarrow \lambda = 24.71 < 50$$

$$\Rightarrow \alpha = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{\lambda}{35} \right)^2} = \frac{0.85}{1 + 0.2 \left(\frac{24.71}{35} \right)^2} = 0.77$$

B_r : est la section réduite du poteau obtenue en déduisant de sa section réelle 1 cm d'épaisseur sur tout son périmétrique.

$$B_r = (h-2)(b-2) = 0.1046 \text{ m}^2$$

$$\gamma_b = 1.50 ; \gamma_s = 1.15 \rightarrow A_s = 20.11 \text{ cm}^2$$

$$\bar{N} = 0.77 \times \left[\frac{0.1046 \times 10^6 \times 25}{0.9 \times 1.5} + 2011 \times \frac{400}{1.15} \right] = 2030.11 \text{ KN}$$

$$N_u = 865.77 \text{ KN} < \bar{N}.$$

✓ Donc pas de risque de flambement.

Tableau V.16 : vérification au flambement.

Poteau	N_u (KN)	L_f (cm)	α	λ	A (mm ²)	B_r (mm ²)	$\bar{N}$ (KN)	Condition
30x40	865.77	214.2	0.77	24.71	2011	1046	2030.11	CV

V.3.4.2. Vérification aux sollicitations tangentielles :

La contrainte de cisaillement conventionnelle de calcul dans le béton τ_{bu} sous combinaison sismique doit être inférieure ou égale à la valeur limite suivante :

$$\overline{\tau_{bu}} = \rho_d \times f_{c28}$$

Telle que :

$$\rho_d = \begin{cases} 0.075 & \text{si } \lambda_g \geq 5 \\ 0.04 & \text{si } \lambda_g < 5 \end{cases} \quad \text{RPA 99 (Article 7.4.3.2) [3]}$$

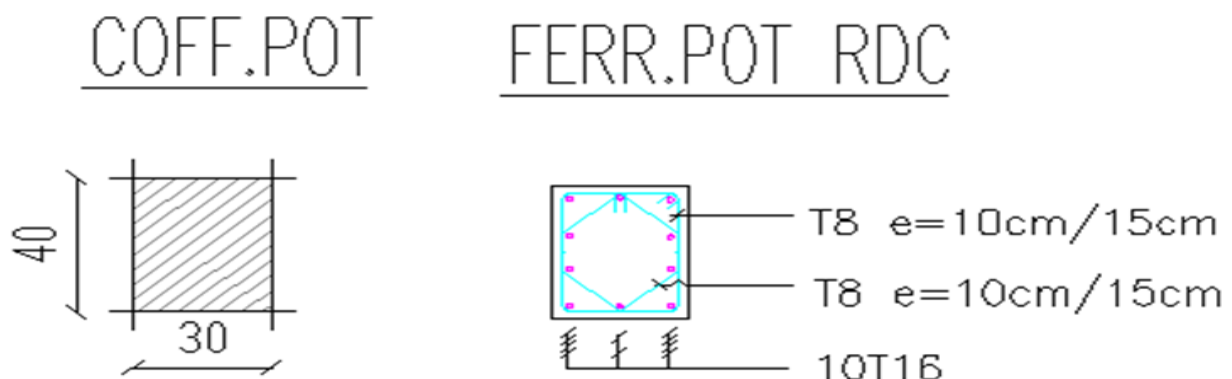
$$\tau_{bu} = \frac{V_u}{b_0 \times d}$$

Les résultats sont résumés dans le tableau suivant :

Tableau.V.17: Vérification aux sollicitations tangentielles.

Section (cm ²)	L_f (m)	λ_g	ρ_d	d (cm)	V_u (KN)	τ (MPa)	τ_{adm} (MPa)	observ ation
30*40	2.14	7.23	0.075	36	82.29	0,76	1,875	vérifiée

Du tableau ci-dessus on remarque que la condition exigée par le RPA99/2003 sur les sollicitations tangentielles est vérifiée pour tous les étages.



FERR.POT ETAGE

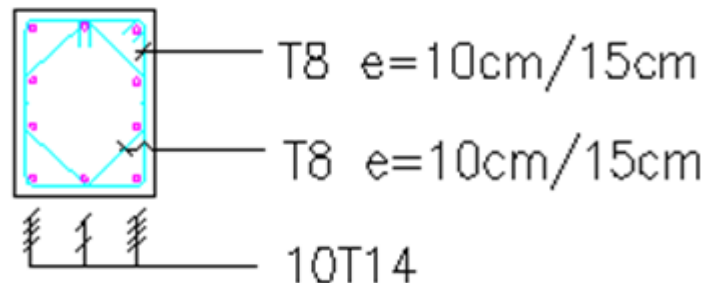


Figure V.3 : Schéma de ferrailage des poteaux RDC+ ETAGE

V.4. Ferrailage des voiles :

Les voiles sont soumis à des forces verticales « charges permanentes et surcharges d'exploitations » et à des forces horizontales « séisme ».

Le ferrailage des voiles s'effectuera selon le règlement CBA.93 [1] et les vérifications selon le règlement parasismique Algérien RPA 99/version 2003 [3]. Le voile est sollicité à la flexion composée avec effort tranchant.

Les sollicitations émises dans le voile sont :

- Moment fléchissant et effort tranchant provoqués par l'action du séisme.
- Effort normal dû à la combinaison des charges permanentes ; d'exploitations et la charge sismique.

On devra disposer les armatures suivantes :

- ✓ Armatures verticales.
- ✓ Armatures horizontales.
- ✓ Armatures transversales.

V.4.1 Ferrailage du voile plein:

V.4.1.1 Armature vertical :

Le ferrailage vertical sera disposé de telle sorte qu'il pourra reprendre les contraintes induites par la flexion composée, en tenant compte des prescriptions composées par le RPA 99(Art 7.7.4.1) et décrites ci-dessous [3] :

- L'effort de traction produit dans une partie du voile doit être repris en totalité par les armatures dont le pourcentage minimal est de 0,2% de la section horizontale de béton tendu
- Les barres verticales des zones extrêmes devaient être raccrochées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.
- A chaque extrémité du voile (trumeau) l'espacement des barres doit être réduit de moitié sur 1/10 de la longueur de voile, cet espacement est au plus 15 cm (le ferrailage vertical doit être symétrique en raison de changement de signe du moment).
- Si des efforts importants de compression subis sur l'extrémité, les barres verticales doivent respecter les conditions imposées aux poteaux.
- Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure. Toutes les autres barres n'ont pas de crochets (jonction par recouvrement).

V.4.1.2 Armature horizontal :

- Les aciers horizontaux seront disposés perpendiculairement aux faces du voile.
- Elles doivent être munies de crochets à (135°) ayant une longueur de 10 Ø **RPA99/2003 (art. 7.7.4.2) [3]**.
- Dans le cas où il existe des serres de rigidité. Les barres horizontales peuvent être ancrées sans crochets si les dimensions des serres permettent la réalisation d'un ancrage droit.

❖ Combinaisons :

Selon le règlement parasismique algérien (**RPA 99 version 2003**) les combinaisons réussies pour les voiles sont les suivantes [3] :

- $G + Q \pm E$
- $0,8 G \pm E$

✓ Exemple d application :

A : voile plein : On va choisir le voile plein le plus sollicité.

➤ Sens y-y :

Avec :

$$L=2.90\text{m} ; e= 0.20 ; A= 0.20*2.90 = 0.58\text{m}^2 ; I= e^3/12 =0.40\text{m}$$

$$V=L / 2 =1.45\text{m}$$

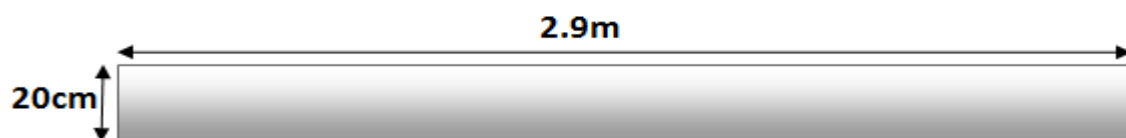


Figure V.4 : Dimensions du voile calculé.

- **Détermination des sollicitations :**

- D'après l'ETABS :

Tableau V.18 : Sollicitations de calcul (voile plein).

G + Q ± E (situation accidentelle)		
N (T)	M (T.M)	Vu (kn)
112.25	105.9	670.80

$$\sigma_1 = \frac{N}{A} + \frac{M.V}{I} = 571.29 \text{ t/m}^2$$

$$\sigma_2 = \frac{N}{A} - \frac{M.V}{I} = -184.23 \text{ t/m}^2$$

σ_1 et σ_2 sont de signes différents, donc la section du voile est partiellement comprimée.

On calcule la longueur de la zone de traction :

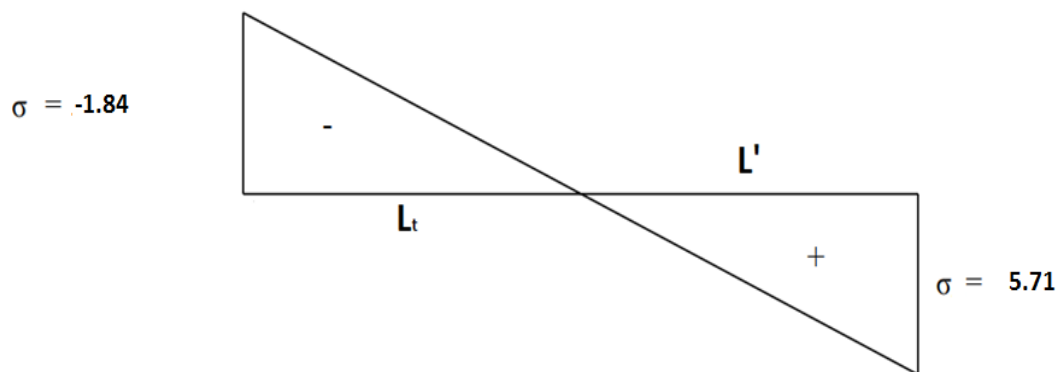


Figure V.5 : diagramme des contraintes

- ❖ **Longueur de la zone tendue :**

$$L_t = L \left(\frac{\sigma_2}{\sigma_2 + \sigma_1} \right) = 2.1 \text{ m}$$

- ❖ **Force de traction :**

$$F_t = \frac{\sigma_2}{2} L_t \cdot e = 125.27 \text{ t}$$

- ❖ **Section d'armature :**

$$A_r = \frac{F_t}{\sigma_s} = 31.31 \text{ cm}^2$$

$\sigma_s = 400 \text{ MPa}$ (situation accidentelle)

- ❖ **Armature minimale du RPA99/version 2003 :**

Dans la zone tendue : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.1) [3] : $ARPA = 0,2\%.e.Lt = 8.4 \text{ cm}^2$

Dans la zone courante : D'après le RPA99 (Art 7.7.4.3) : $A_{min} = 0,1\%.e.L = 5.8 \text{ cm}^2$

Le pourcentage minimal sur toute la section du voile (RPA99 Art 7.7.4.3) : $A_{min} = 0,15\%.e.L = 8.7 \text{ cm}^2$

Donc : **$As = 31.31 \text{ cm}^2$**

❖ **Espacement :**

- $St \leq (1.5e; 30) \text{ cm}$;
- Soit : $St = 20 \text{ cm}$ Dans la zone courante. ;
- $Sa = St/2 = 10 \text{ cm}$ dans la zone d'environ

❖ **Choix des barres :**

A adopter : $As_{adp} = 14HA12 = 15.83 \text{ cm}^2$

✚ **Remarque :**

Cette section d'armature concerne la cote de la zone tendue. Il faut mettre la même section de ferrailage dans l'autre cote de la section.

Nous avons trois 3 types des voiles et avec la même méthode on obtenu les résultats :

Tableau V.19 : Résultats du ferrailage vertical voiles

	Type1	Type 2	Type 3
Effort normal (t)	112.25	92.3	63.7
Moments flexion (t.m)	105.9	46.20	52.10
61 (t/m2)	571.29	626.82	1024.94
62 (t/m2)	-184.23	-141.03	-569.94
Lt(m).	2.1	1.5	0.89
Effort de traction Ft(t).	125.27	97.22	92.21
As	31.31	24.22	22.4
Av	15.09	12.11	11.01
ARPA = 0,2%.e.Lt	8.4	6	3.65
Amin= 0.1%.e.L (cm2).	5.8	3	1.78
Amin= 0,15%.e.L	8.7	5.7	4.2
st	15	15	10
Choix de barres (Par nappe)	14HA12	11HA12	10HA12
A ADAPTE	15.83	12.44	11.31

❖ **Ferrailage horizontal des voiles :**

Voile plein :

V.4.2 Vérification des contraintes de cisaillement

Les données sont citées dans l'exemple précédent :

$$\tau_u = 1.4 \frac{T}{e.d} = \frac{670.80}{0.2 \times 0.9 \times 2.9} \times 10^3 = 1799.08 \text{ mm}^2 = 1.799 \text{ cm}^2$$

$$\bar{\tau}_u = 0.2 f_{ct} = 0.2 \times 25 = 5 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = 1.799 \text{ MPa} \leq \bar{\tau}_u = 5 \text{ MPa} \dots\dots\dots \text{CV.}$$

Calcul de la section des armatures horizontales :

❖ **Calcul de la section des armatures horizontales :**

Dans notre cas d'une flexion composée avec N, effort de compression) :

$$K = \frac{1 + 3\sigma}{f_{ct}}$$

Avec :

$$\sigma = \frac{N}{A} = 1122.22 \times \frac{10^3}{2900 \times 200} = 1.93 \text{ MPa}$$

Donc : **K = 0.27**

❖ **Espacement :**

D'après l'article (7.7.4.3 des RPA99/Version2003) l'espacement des barres doit être [3]

$$St \leq (1,5e; 30) \text{ cm}$$

Soit : St = 15 cm

$\gamma_s = 1$ (situation accidentelle)

$$\frac{A_t}{St.e} \geq \frac{\gamma_s(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e}$$

$$A_t \geq \frac{St \times e \times \gamma_s(\tau_u - 0.3 \times f_{tj} \times k)}{0.9 \times f_e}$$

$$A_t \geq \frac{150 \times 200 \times 1. (1.799 - 0.3 \times 2.1 \times 0.3)}{0.9 \times 400}$$

$$A_t \geq 178.60 = 1.78$$

❖ **Armatures transversales minimales $A_{t_{min}}$:**

A min = 0,15%. e. h = 3 cm² ; Globalement dans la section des voiles.

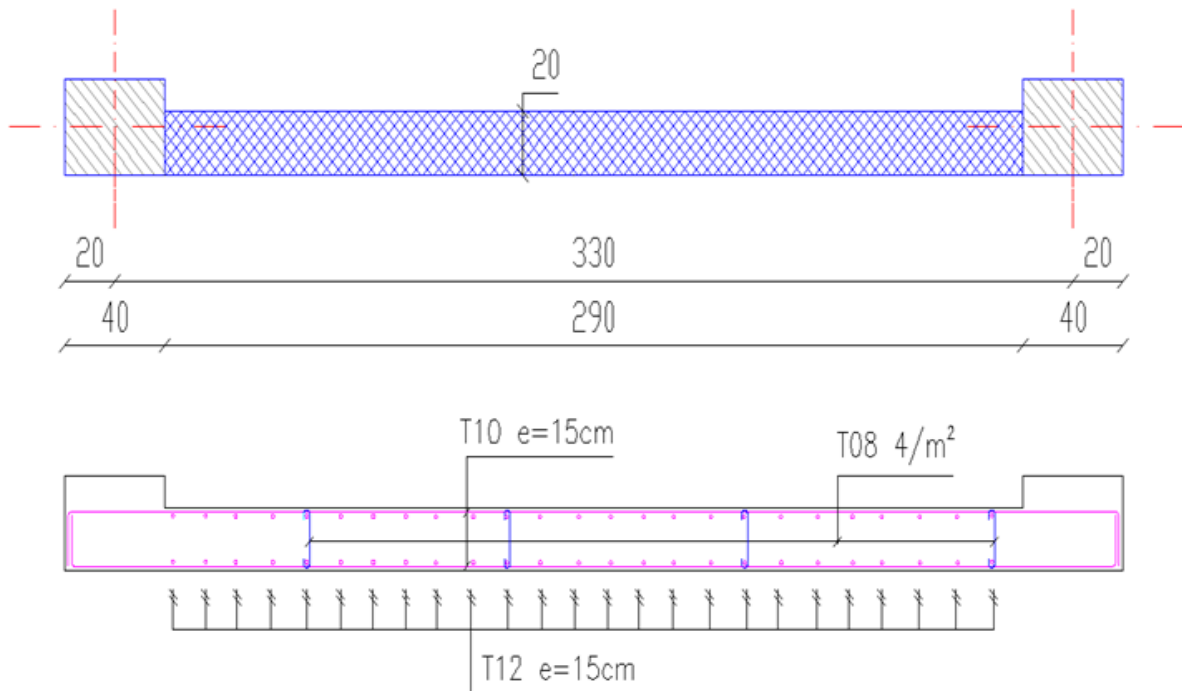
A min = 0,1%. e. h = 2 cm² ; Dans les sections courantes.

Donc :

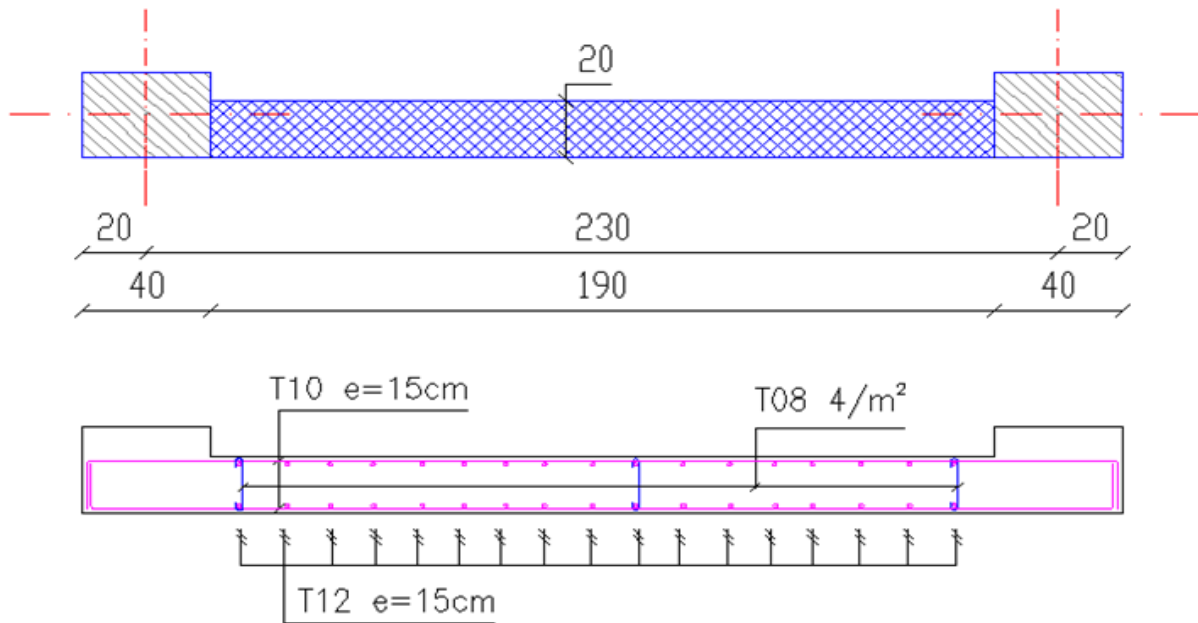
Tableau V.20 : Résultats du ferrillage vertical voiles

Voile	T	τ_u	$\bar{\tau}_u$	$\tau_u \leq \bar{\tau}_u$	δ	k	St	At	A min	Choix des barrs (NAPPE)
1	670.80	1.79	5	CV	1.93	0.28	15	1.34	3	5T10
2	433.2	1.77	5	CV	2.24	0.28	15	3.43	3	5T10
3	321.4	1.78	5	CV	2.4	0.32	15	1.32	3	5T10

Coff Ferr Voiles: V1



Coff Ferr Voiles: V2



Coff Ferr Voiles: V3

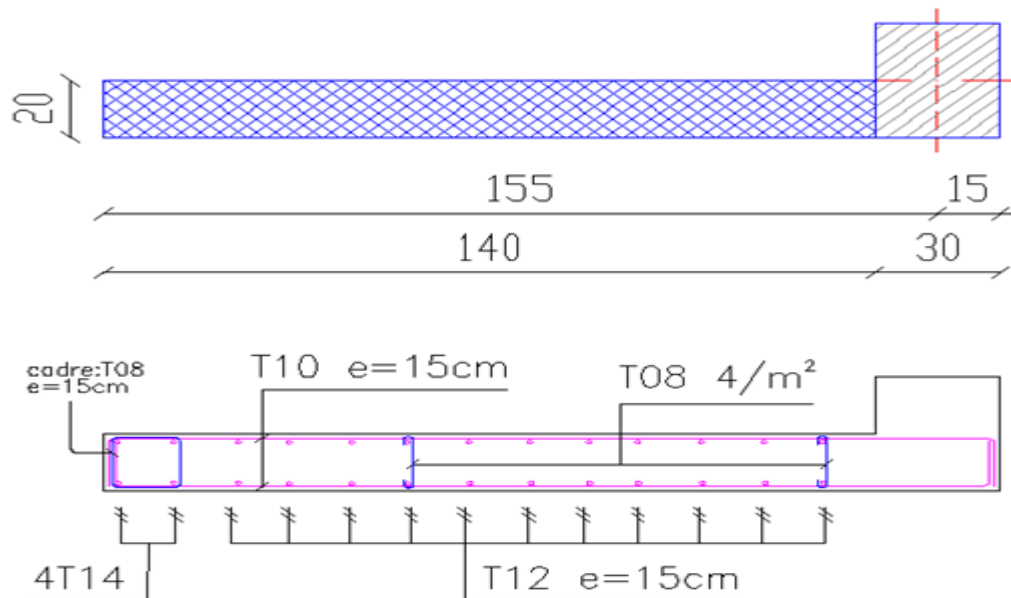


Figure V.6 : schéma de ferrailage des voiles

CHAPITRE VI:
ETUDE DE
L'INFRASTRUCTURE

VI.1 Introduction :

L'infrastructure est un ensemble d'éléments qui ont pour objectif d'assurer la transmission des charges et surcharges au sol provenant de la superstructure. Cette transmission se fait soit directement au sol (Fondations superficielles : semelles ou des radiers), soit indirects (Fondations profondes : pieux par exemple). Donc c'est une tâche essentielle de l'ouvrage sa bonne conception et réalisation pour une assise rigide et assure une bonne répartition des charges.

VI.2 Justification pour le choix de type de fondation :

Le choix de type de fondations est en fonction de plusieurs paramètres qui sont :

- Les caractéristiques de sol.
- Type de la structure
- La charge transmise au sol
- L'aspect économique.

VI.2.1 Combinaisons de calcul :

D'après le RPA 99/V2003 (Article 10.1.4.1), [3]

Les fondations superficielles sont dimensionnées selon les combinaisons d'actions suivantes :

D'après le DTR BC 2.33.1 [7] : $\begin{cases} 1.35G + 1.5Q \\ G + Q \end{cases}$

D'après le RPA99 : $\begin{cases} G + Q \pm E \\ 0.8 G \pm E \end{cases}$ (Art. 10.1.4.1) [3]

VI.2.2 Vérification de la semelle isolée

Nous allons procéder à une première vérification soit :

$$\frac{N}{S} \leq \sigma_{sol}$$

Avec ;

N: L'effort normal transmis à la base obtenu par le logiciel « Etabs » (poteau le plus sollicité),

N = 785.95 KN

S: Surface d'appuis de la semelle, $= A \times B$

σ_{sol} : Contrainte admissible du sol, $\sigma_{sol} = 2 \text{ bars}$

Nous avons une semelle rectangulaire, donc on doit satisfaire la condition d'homothétie :

$$\frac{A}{a} = \frac{B}{b} \Rightarrow A = \frac{a}{b} B$$

Avec,

a, b : dimensions du poteau à la base.

$$B \geq \sqrt{\frac{b}{a} \times \frac{N}{\sigma_{sol}}} \Rightarrow \sqrt{\frac{0.40}{0.30} \times \frac{785.95}{200}} = 2.28m$$

On constate qu'il y'aura un chevauchement entre les semelles isolées, car l'entre-axe minimal des poteaux est de 2 m, ce qui revient à dire que les semelles isolées ne conviennent pas à notre cas.

VI.2.3Vérification de la semelle filante:

On suppose que la force axiale empêchant la superstructure vers les fondations est appliquée au centre de gravité (C.D.G) des fondations. Nous devons vérifier la condition suivante :

$$\frac{N}{Ss} \geq \sigma_{sol} \rightarrow Ss \geq \frac{N}{\sigma_{sol}}$$

Avec :

σ_{sol} : contrainte des sols

Ss : surface de la fondation

N : effort normale applique sur la fondation

Choix type de fondation :

Dans notre projet, nous indiquerons en premier lieu des semelles filantes. Pour cela, nous allons procéder à une première vérification telle que :

$$\frac{Ss}{St} < 50\%$$

St : la surface totale du bâtiment

Ss : la surface des semelles

➤ Exemple de calcul :

- Détermination de la charge totale transmise par les poteaux :

Tableau VI.1 : Charge due sur la semelle.

Filante	Nser(kn)	L(m)	σ_{sol} (kn/m ²)	S(m ²)	B(m)	L/B > 5
1	723.54	6.1	200	3.61	0.844	cv
2	2161.50	19.7	200	10.807	0.548	cv
3	2760.33	19.7	200	13.801	0.700	cv
4	3997.53	19.7	200	19.987	1.146	cv
5	846.37	13.1	200	4.231	0.323	cv

6	851.13	13.1	200	4.255	0.324	cv
7	3606.73	19.7	200	18.033	1.102	Cv
8	2411.39	19.7	200	12.05	0.612	Cv
9	2131.98	19.7	200	10.659	0.541	Cv
10	746.21	6.1	200	3.731	0.611	cv

Note : On va prendre une valeur de $B = 1.4 \text{ m}$

$$S_s = 101.16 \text{ m}^2$$

$$\text{Avec : } S_t = 24.74 \times 19.70 = 487.37 \text{ m}^2$$

On doit vérifier cette condition :

$$\frac{S_s}{S_t} < 50\%$$

$$\frac{175.87}{487.37} = 0.20 = 20\% < 50\% \dots \dots \dots CV$$

Donc on est dans le cas d'une semelle filante.

- **Calcul de la hauteur de la semelle:**

$$h = d + 0.05$$

$$\text{Avec : } d = B - b/4$$

$$h \geq \frac{B-b}{4} + 0.05 \text{ cm} \Rightarrow h \geq \frac{1.4-0.40}{4} + 0.05 = 0.30 \text{ m}$$

$$\text{On prend : } h = 45 \text{ cm}$$

d: hauteur utile

b: coté du Poteau

- **Vérification du poinçonnement:**

$$Q_u \leq 0.045 \times h \times u_c \times \frac{f_{c28}}{\gamma_b} \quad \text{CBA (Article A.5.2.4.2)}$$

Q_u : Poteau le plus défavorable à l'ELU

$$u_c = (a + b + 2xh) \times 2$$

$$u_c = (0.30 + 0.40 + 2 \times 0.40) \times 2 = 3 \text{ m}$$

$$Q_u = 1017.63 \text{ kN} \leq 0.045 \times 0.4 \times 3 \times \frac{25}{1.5} = 900 \text{ KN} \dots \dots \dots CNV$$

Pour éviter le poinçonnement on va augmenter la hauteur de la semelle, on va prendre $h = 0.45 \text{ m}$.

$$u_c = (0.30 + 0.40 + 2 \times 0.45) \times 2 = 3.2 \text{ m}$$

$$Q_u = 1017.63 \text{ kn} \leq 1080 \text{ kn} \dots \text{Cv}$$

- **Vérification au renversement:**

Selon le RPA99 (article 10.1.5) on doit vérifier que : $e = \frac{M}{N} < \frac{B}{4}$

$$e = 0.037 < 0.4 \dots \text{cv}$$

Donc il n'Ya pas de risque de renversement

VI.2.4 Calcul de Ferrailage :

❖ Ferrailage principal :

Avec :

N_u = effort amené par l'ouvrage sur la semelle

A = largeur de la semelle

d = hauteur de la semelle moins l'enrobage

F_e = Limite élastique de l'acier

$$A_s = \frac{3997.53(140 - 30)}{8 \times 350 \times 348} = 10.82 \text{ cm}^2$$

Choix d'armature : 10HA12 $A_s = 11.31 \text{ cm}^2 \rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

❖ Ferrailage de répartition

Puisque il existe une poutre de rigidité dans ce sens qui reprend les différents N_i donc On met seulement des aciers de construction

$$A_r = \frac{11.31}{3} = 3.77 \text{ cm}^2$$

♦ **Choix d'armature : 4HA12** $A_s = 4.52 \text{ cm}^2 \Rightarrow S_t = 15 \text{ cm}$

VI.3 poutre de rigidité :

♦ Définition :

C'est une poutre disposé le long de la semelle .Elle est nécessaire pour reprendre les efforts ramenés par les poteaux et les répartir sur toute la semelle.

La poutre de rigidités est généralement noyée dans la semelle.

♦ Calcul des sollicitations:

Les sollicitations (moment et effort tranchant) sont calculées à l'aide du logiciel ETABS.

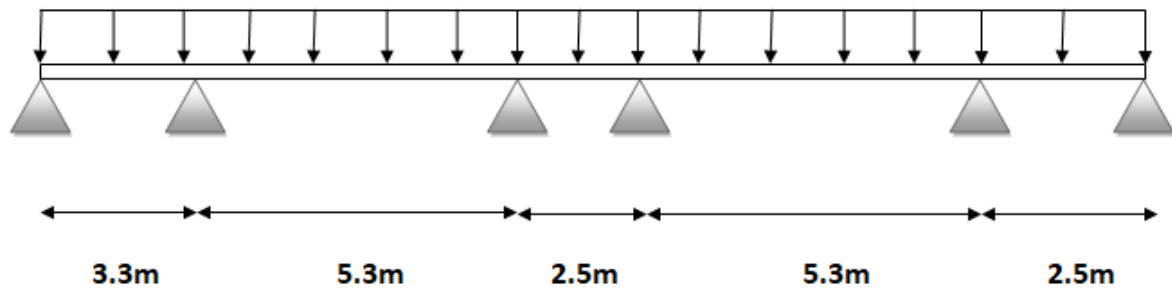


Figure VI.1 : la distribution des charges ponctuelle sur la poutre.

Le calcul du ferrailage se fait comme étant une poutre en T renversé:

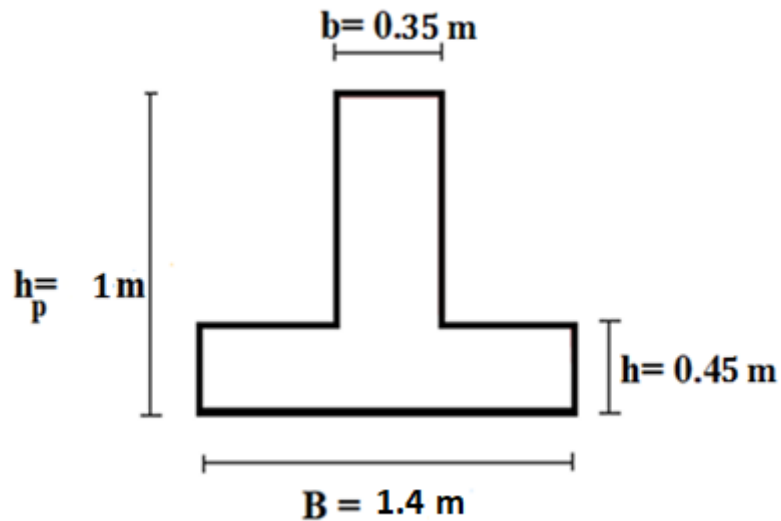


Figure VI.2: Coupe de la semelle filante.

$B = 1.4 \text{ m}$;
 $b_p = 0.35 \text{ m}$;
 $h_p = 1.0 \text{ m}$;
 $h = 0.45 \text{ m}$;
 $d = 1 \times h = 0.9 \text{ m}$.

Tableau VI.2 : Résultats du moment maximal.

	ELU	ELS
Moment en travée (KN.m)	-435.17	-305.54
Moment en appui (KN.m)	592.09	415.28
Effort tranchant (KN)	730.01	512.35

Tableau VI.3 : résultat de Calcul de Ferrailage.

	M (KN. m)	h	b	A_s (cm ²)	A_{min} (cm ²)	Choix de ferrailage	$A_{adopté}$ (cm ²)
Travée	-435.17	1	0.35	12.01	3.91	3T16fil+3T16chap	12.06
Appui	592.09	1	0.35	11.84	3.91	3T16fil+3T16rend	12.06

Condition de non fragilité :(BAEL91) [1]

$A_{min} < A_{adopté}$Vérifiée

VI.3.1 Armatures transversales:

D'après le BAEL91 :

$$\phi_t \leq \min (h/35 ; b/10 ; \phi_l) \text{ cm [3]}$$

$$\Rightarrow \phi_t = \min (100/35 ; 35/10 ; 1.2)$$

On prend : $\phi_t = 8 \text{ mm}$

L'espacement:[3]

$$S_t \leq L/10 \rightarrow \text{On adopte: } S_t = 20 \text{ cm.}$$

○ Vérification à L'ELS :

Entravée:

$$\alpha < \frac{\gamma-1}{2} + \frac{f_{c28}}{100} \quad \text{Avec : } \gamma = \frac{M_u}{M_s}$$

$$\gamma = \frac{592}{415} = 1.42$$

$$\alpha < \frac{1.42-1}{2} + \frac{25}{100} = 0.46$$

$$\alpha_{\text{Travée}} = 0.14 \quad \text{Alors: } 0.14 \leq 0.65 \dots\dots\dots \text{cv}$$

Donc, il n'est pas nécessaire de vérifier la contrainte du béton: $\sigma_b \leq \sigma_{bc}$.

Vérification de l'effort de tranchant «cisaillement»[BAEL91]:

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

$$\bar{\tau}_u = \min (0.2 f_{c28} / \gamma b ; 5 \text{ MPa}) \dots (\text{Fissuration non préjudiciable})$$

$$\bar{\tau}_u = \min (3.33 ; 4 \text{ MPa}) = 3.33 \text{ MPa}$$

$$\tau_u = \frac{V_u}{bd} = \frac{730.01 \times 10^3}{350 \times 900} = 2.31 \text{ MPa}$$

$$2.31 \leq 3.33 \text{ Mpa} \dots\dots\dots \text{CV}$$

Les armatures transversales ne sont pas nécessaires.

VI.3.2 Armatures de peau

D'après le CBA (Art. A.7.3), on doit mettre des armatures de peau pour éviter tout risque de fissures, vue la hauteur de la section des nervures qui est importante.

$$\phi_t = 0.2\%(b_0 \times h) = 0.002 \times (35 \times 100) = 7.0 \text{ cm}^2$$

$$\text{Soit : } A_p = 2\text{HA16} + 2\text{HA14} = 7.10 \text{ cm}^2$$

VI.3.3 Schéma de ferrailage:

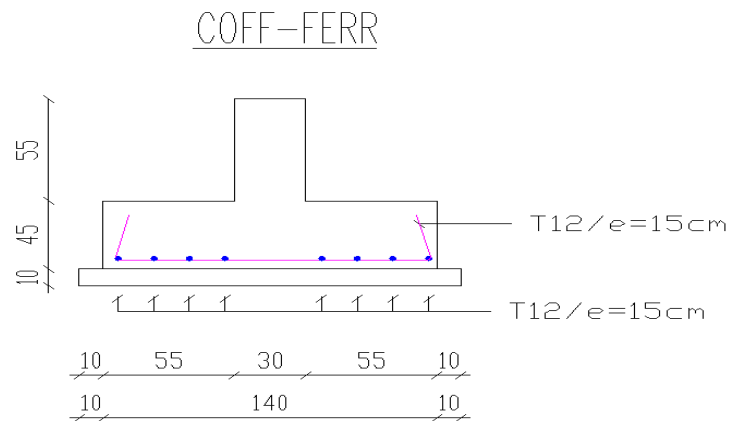
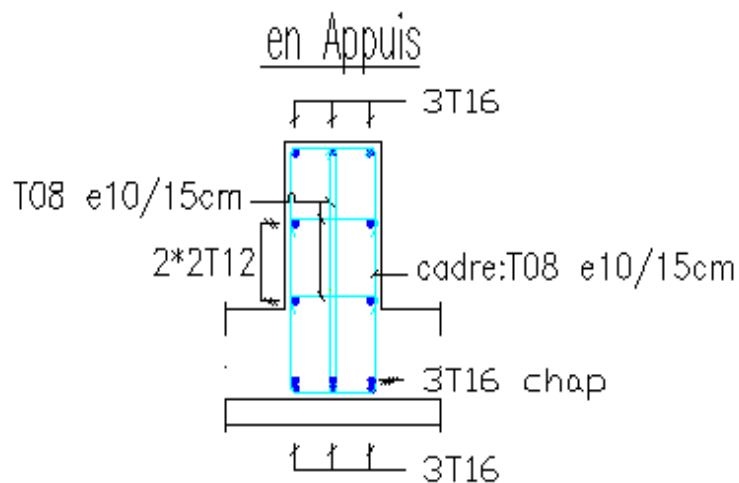


Figure VI.3: Schéma de ferrailage de semelle filante.



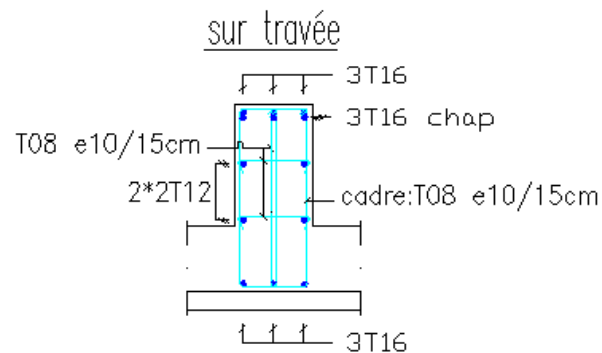


Figure VI.4 : Schéma de ferrailage de poutre de rigidité en appui et sur travée.

VI.4 L'étude des longrines :

Les longrines ont pour rôle:

Chainer les semelles entre elles.

Rigidifier l'infrastructure.

Empêcher le déplacement des semelles l'une par rapport à l'autre

VI.4.1 Pré dimensionnement:

D'après le règlement RPA 2003 (art 10.1.1)[3]

Les longrines auront des dimensions minimales :

(25×30) cm²... sites de catégorie S₂, S₃

30×30) cm²... site de catégorie S₄

Notre site c'est ferme S₃, Pour des raisons constructives nous adapterons une section de dimensions suivantes : (30×35) cm².

VI.4.2 Ferrailage de la longrine:

Les longrines doivent calculées pour résister à la traction sous l'action d'une forces est égale à :

$$F = \frac{N_u(max)}{\alpha} > 20KN$$

α : Coefficient fonction de la zone sismique et de la catégorie de site considérée.

D'après l'article (RPA Article 10.1.1) [3] :

$\alpha = 12$ (site S₃, zone IIa),

$N_u(max)$: L'effort normal ultime du poteau le plus sollicité.

$N_u(max)$: 996.57 KN

$F = 996.57 / 12 = 83.04 \text{ KN} > 20 \text{ KN} \dots\dots\dots CV$

$$A_s = \frac{F}{\sigma_s} = \frac{83.06}{348} = 2.38 \text{ cm}^2$$

- **Etat limite service**

Si la fissuration est considérée comme préjudiciable

$$\sigma_{st} \leq \overline{\sigma}_{st} = \min\left(\frac{2}{3}f_e, 110\sqrt{\eta f_{tj}}\right) = 201.63 \text{ MPa}$$

$$N_{ser} = 865.75 \text{ kN}$$

$$\sigma_{ser} = \frac{\frac{N_{ser}}{\alpha}}{A_s} \leq \sigma_a$$

$$A_{ser} = \frac{\frac{N_{ser}}{\alpha}}{\sigma_s} = \frac{\frac{865.75 \times 10^3}{12}}{201.63} = 3.57 \text{ cm}^2$$

Recommandation de RPA 99 v2003 Article 10.1.1) [3] :

La section d'armature minimales donnée par RPA:

$$A_{min} = 0.6\% \times b \times h$$

$$A_{min} = 0.006 \times 30 \times 35 = 7.35 \text{ cm}^2$$

$$A_s = \max(A_u, A_{ser}, A_{min}) = 6.3 \text{ cm}^2$$

On adopte : 6T12 ($A_s = 6.79 \text{ cm}^2$)

❖ **Condition de non fragilité:** (BAEL91)

$$A_{min} \geq 0.23 \times b \times d \times \frac{f_{t28}}{f_e} \quad / \quad f_{t28} = 0.6 + 0.06 f_{c28} = 2.1 \text{ MPa}$$

$$A_{min} \geq 0.23 \times 300 \times 315 \times \frac{2.1}{400} = 114.10 \text{ mm}^2$$

$$\Rightarrow A_{min} \geq 1.14 \text{ cm}^2$$

$$A_{min} < A_{adopté} \rightarrow 1.14 < 6.79 \dots \dots \dots \text{CV}$$

❖ **L'espacement «e» :**

$$S_t \leq \min(15\phi_l \quad 20 \text{ cm})$$

$$S_t \leq ((15 \times 1.2 ; 20 \text{ cm}))$$

On prend: $S_t = 15 \text{ cm}$

❖ **Armatures transversales:**

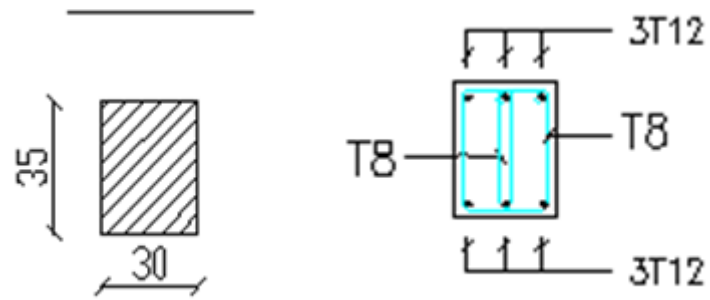
Calcul de la section minimale: CBA93l'art(A.5.1.2.2)

$$\frac{A_t \cdot f_e}{b \cdot S_t} \leq 0.4 \text{ Mpa}$$

$$A_t \leq 0.4 \times b \times S_t / f_e \Rightarrow A_t \leq 0.45 \text{ cm}^2$$

On adopte : 4T8 ($A = 2.01 \text{ cm}^2$)

VI.4.3 Schéma de ferrailage :

**Figure VI.5:** Schéma de ferrailage de La longrine.

CONCLUSION

Conclusion

Le but de notre étude était de voir le comportement sismique de la structure et l'influence de remplissage en maçonnerie sur la structure vis-à-vis l'action sismique.

Notre structure en (R+5) était dimensionnée selon les règlements RPA99/Version 2003 et le BAEL91

L'utilisation de ETABS facilité le choix de la disposition des voiles pour avoir un bon comportement dynamique de la structure, et donne des bons résultats sur la réponse à l'excitation dynamique (sollicitations, déplacements).

Les résultats obtenus par l'analyse non linéaire montrent que le remplissage en maçonnerie a une grande influence sur le comportement de la structure vis-à-vis l'action sismique.

Après l'étude des éléments porteurs, on a constaté que la majorité des poteaux sont ferrailés avec le minimum du RPA et cela est dû au surdimensionnement des poteaux, à l'existence des voiles et au fait que le RPA valorise la sécurité par rapport à l'économie. En fin nous espérons que notre modeste travail sera un bon guide pour les promotions futures.

BIBLIOGRAPHIE

Règlements

- Règlement Parasismique Algérien (RPA 99 modifié 2003).
- Document technique réglementaire (D.T.R BC2.2), Charges permanentes et surcharges d'exploitation.
- Règles BAEL91 modifié 99
- Calcul des ouvrages en béton armé (**CBA 93**).

Cours :

- Béton arme
- Resistance des matériaux

Logiciels :

ETABSAnalyse des structures

AUTOCADDessin

WORDTraitement du texte.